



Rede Hidrometeorológica Nacional

**Levantamentos Topobatimétricos e Geodésicos
aplicados na Rede Hidrometeorológica Nacional
(RHN)**

República Federativa do Brasil

Jair Messias Bolsonaro
Presidente da República

Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR)

Rogério Simonetti Marinho
Ministro

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA)

Diretoria Colegiada

Christianne Dias Ferreira (Diretora-Presidente)
Marcelo Cruz
Oscar de Moraes Cordeiro Netto
Ricardo Medeiros Andrade
Vitor Saback

Secretaria Geral (SGE)

Rogério de Abreu Menescal

Procuradoria-Federal (PF/ANA)

Luís Carlos Martins Alves Júnior

Corregedoria (COR)

Maurício Abijaodi Lopes de Vasconcellos

Auditoria Interna (AUD)

Eliomar Ayres da Fonseca Rios

Chefia de Gabinete (GAB)

Thiago Serrat

Gerência Geral de Estratégia (GGES)

Nazareno Marques de Araújo

Superintendência de Planejamento de Recursos Hídricos (SPR)

Flávio Hadler Tröger

Superintendência de Gestão da Rede Hidrometeorológica (SGH)

Marcelo Jorge Medeiros

Superintendência de Tecnologia da Informação (STI)

Fábio Fernando Borges

Superintendência de Apoio ao Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SAS)

Humberto Cardoso Gonçalves

Superintendência de Implementação de Programas e Projetos (SIP)

Tibério Magalhães Pinheiro

Superintendência de Regulação (SRE)

Patrick Thadeu Thomas

Superintendência de Operações e Eventos Críticos (SOE)

Joaquim Guedes Corrêa Gondim Filho

Superintendência de Fiscalização (SFI)

Alan Vaz Lopes

Superintendência de Administração, Finanças e Gestão de Pessoas (SAF)

Luís André Muniz

Ministério de Minas e Energia (MME)

Bento Albuquerque
Ministro

Serviço Geológico do Brasil (CPRM)

Diretoria Executiva

Esteves Pedro Colnago (Diretor-Presidente)
Alice Silva de Castilho
Marcio José Remédio
Paulo Afonso Romano
Cassiano de Souza Alves

Departamento de Hidrologia

Frederico Cláudio Peixinho
Chefe

Divisão de Hidrologia Básica

Ana Carolina Zoppas Costi
Chefe

Divisão de Hidrologia Aplicada

Adriana Dantas Medeiros
Chefe

Divisão de Hidrogeologia e Exploração

João Alberto Oliveira Diniz
Chefe

**Agência Nacional de Águas e
Saneamento Básico (ANA)**
Ministério do Desenvolvimento Regional

**Serviço Geológico do Brasil
(CPRM)**
Ministério de Minas e Energia

REDE HIDROMETEOROLÓGICA NACIONAL

**Levantamentos Topobatimétricos e Geodésicos
aplicados na Rede Hidrometeorológica Nacional
(RHN)**

**Brasília – DF
ANA
2021**

© 2021, Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA)
Setor Policial Sul, Área 5, Quadra 3, Edifício Sede, Bloco M.
CEP: 70610-200, Brasília/DF.
PABX: (61) 2109-5400 | (61) 2109-5252
Endereço eletrônico: www.ana.gov.br
© 2021, Serviço Geológico do Brasil (CPRM)
Setor Bancário Norte, Quadra 2, Blocos H.
CEP: 70040-904, Brasília/DF.
PABX: (61) 2108-8400
Endereço eletrônico: www.cprm.gov.br

EQUIPE TÉCNICA

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA)

Alexandre do Prado
Eloy de Souza Silva
Flávio José D'Castro Filho
Fabrício Vieira Alves

Serviço Geológico do Brasil (CPRM)

Aline da Silva Garcia
Anderson Luiz de Almeida Pereira
Bruno dos Anjos da Motta
Edilton Souza Gomes
Elessandro Peixoto Silva
Emanuel Duarte Silva
Fernanda Aline Petry
Flávio Augusto Morais Ferreira
George Rodrigues de Sousa Araújo
Heber Paz Zanetti
José Carlos da Matta Silva
Ricardo Gabriel Bandeira de Almeida

COMITÊ DE EDITORAÇÃO

Diretor

Ricardo Medeiros de Andrade

Superintendentes

Sérgio Rodrigues Ayrimoraes Soares
Humberto Cardoso Gonçalves
Joaquim Guedes Correa Gondim Filho

Secretário Executivo

Rogério de Abreu Menescal

Todos os direitos reservados. É permitida a reprodução de dados e de informações contidos nesta publicação, desde que citada a fonte.

Catálogo na fonte: CEDOC / BIBLIOTECA

A265c Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (Brasil).
Levantamentos topobatimétricos e geodésicos aplicados na Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN) / Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, Serviço Geológico do Brasil. Brasília: ANA, 2021.
118 p. : il.
ISBN 978-65-88101-11-7

1. Rede Hidrometeorológica Nacional. 2. Hidrometria. 3. Levantamentos Topográficos. 4. Levantamentos Geodésicos. I. Título. II. Serviço Geológico do Brasil.

CDU 528

Ficha catalográfica elaborada por: Fernanda Medeiros –CRB-1/1864

Lista de Ilustrações

Figura 1 – Elementos da estação fluviométrica	11
Figura 2 - Esquema da materialização das RNs.....	11
Figura 3 - Esquema de materialização de RNs em grandes planícies	12
Figura 4 - Marco de concreto	12
Figura 5 - Parafuso sextavado	12
Figura 6 - RN em ponte.....	13
Figura 7 - Chapa de alumínio de topo e lateral.....	13
Figura 8 - Marco padrão INCRA.....	14
Figura 9 - Mourão de fixação em perfil metálico	15
Figura 10 - Mourões em rios caudalosos– Mourões em rios caudalosos.....	16
Figura 11 - Mourões com sinalizadores	16
Figura 12 – Régua linimétrica padrão	17
Figura 13 – Posicionamento da régua linimétrica ao mourão.....	17
Figura 14 – Diferença entre precisão e acurácia	18
Figura 15 – Nivelamento geométrico simples	19
Figura 16 – Nivelamento geométrico composto.....	19
Figura 17 – Partes do nível topográfico	19
Figura 18 – Nível topográfico com bolha bipartida.....	20
Figura 19 – Nível topográfico com bolha bipartida: elementos e princípio de funcionamento	20
Figura 20 – Nível topográfico automático	20
Figura 21 – Nível digital e mira de código de barras.....	21
Figura 22 – Mira de código de barras e convencional	22
Figura 23 – (A) Nível de cantoneira independente e (B) Nível de cantoneira fixo na mira graduada ..	23
Figura 24 – Visada para retificar o nível de cantoneira (tangenciamento)	23
Figura 25 – Parafusos calantes no nível de cantoneira	23
Figura 26 – Transporte incorreto e correto do conjunto tripé/nível topográfico	24
Figura 27 – Processo de nivelamento geométrico composto com visadas intermediárias	25
Figura 28 – Eixos principais do nível topográfico.....	33
Figura 29 – Erros de verticalidade e de colimação	33
Figura 30 – Movimento de 2 parafusos calantes	33
Figura 31 – Movimento no 3º parafuso calante	34
Figura 32 – Bolha circular centrada – nível calado.....	34
Figura 33 – Bolha circular – rotação de 90º	34

Figura 34 – Parafusos de retificação	35
Figura 35 – Erro de colimação vertical – ângulo.....	35
Figura 36 – Erro de colimação vertical – lance	36
Figura 37 – Desnível sem erro de colimação leitura ótica	37
Figura 38 – Desnível com erro de colimação leitura ótica	37
Figura 39 – Parafuso de retificação ótica.....	37
Figura 40 – <i>Peg-Test</i> (USGS)	38
Figura 41 – <i>Peg-Test</i> (Método de <i>Forstner</i>).....	39
Figura 42 – <i>Peg-Test</i> (Método de <i>Kukkamaki</i>)	39
Figura 43 – Posicionamento absoluto	54
Figura 44 – Posicionamento relativo	55
Figura 45 – Acurácia com método relativo.....	55
Figura 46 – Posicionamento GNSS em tempo real	56
Figura 47 – WADGPS Fonte: (FAA, 2008)	57
Figura 48 – Rede IGS	57
Figura 49 - Acurácia dos produtos <i>IGS</i> para a constelação GPS.....	59
Figura 50 - Acurácia dos produtos <i>NRCan</i> para a constelação GPS	59
Figura 51 - Precisão posicional do processamento pelo método PPP – observável L_1	57
Figura 52 - Acurácia posicional do processamento pelo método PPP – observáveis L_1 e L_2 (L_3)	57
Figura 53 - Rede altimétrica de alta precisão	58
Figura 54 - Multicaminho dos sinais GNSS	60
Figura 55 - Alturas da antena GNSS	61
Figura 56 - Programa GTR Processor – conversão para o formato RINEX.....	62
Figura 57 - Cabeçalho do arquivo RINEX.....	36
Figura 58 - Relatório do Posicionamento por Ponto Preciso (PPP)	66
Figura 59 - Controle Hidráulico de Canal.....	76
Figura 60 - Controle Hidráulico de Seção	76
Figura 61 - Controle de Seção Oblíquo (Fonte: Google Earth, 2020)	77
Figura 62 - Perfil da seção transversal	80
Figura 63 - Efeito da catenária	80
Figura 64 - Nivelamento Geométrico Simples em Linha.....	82
Figura 65 - Nivelamento Geométrico com Equipamento fora do Alinhamento da Seção Transversal	84
Figura 66 - Centragem da estação total.....	87
Figura 67 - Instalação do tripé.....	88
Figura 68 - Fixação da Estação Total no Tripé	88

Figura 69 - Uso do Prumo da Estação Total	88
Figura 70 - Movimentação das Pernas do Tripé	88
Figura 71 - Nivelamento da bolha circular	89
Figura 72 - Nivelamento da bolha tubular	89
Figura 73 - Local para medição da altura	90
Figura 74 - Prisma Topográfico.....	90
Figura 75 - PI e PF Intervisíveis	92
Figura 76 - PI e PF Intervisível – Levantamento de Pontos na Seção Transversal	92
Figura 77 - PI e PF Intervisível – Levantamento de Pontos Externos	92
Figura 78 - Largura inferior ou igual a 500 metros.....	93
Figura 79 - PI e PF Não Intervisíveis	93
Figura 80 - Materialização da Seção Transversal com os pontos PI e PF Não Intervisíveis	94
Figura 81 - Levantamento da Seção Transversal com os pontos PI e PF Não Intervisíveis.....	95
Figura 82 - Erro de colimação (c).....	95
Figura 83 - Erro de horizontalidade (a)	96
Figura 84 - Erro de verticalidade	96
Figura 85 - Erro de índice vertical (i)	96
Figura 86 - Constante do prisma.....	97
Figura 87 – Guincho Hidrométrico	103
Figura 88 - Levantamento batimétrico monofeixe.....	105
Figura 89 - Offsets instrumentais na embarcação	106
Figura 90 - Abertura Angular do Feixe Sonoro	107
Figura 91 - Subdivisão da Seção Transversal empregando critério de distanciamento uniforme	111
Figura 92 - Seleção de Pontos.....	113
Figura 93 - Perfil Transversal – Programa HIDRO	114

Sumário

Introdução	9
Proposta e Escopo	10
Capítulo I - DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO.....	11
1 Elementos Físicos da Estação Fluviométrica.....	11
1.1 Das Referências de Nível.....	11
1.2 Dos Mourões de Fixação.....	14
1.3 Das Réguas Linimétricas.....	16
2 Conceitos Básicos Sobre Nivelamento Geométrico.....	18
2.1 Níveis Topográficos.....	19
2.1.1 Níveis Topográficos de Bolha	20
2.1.2 Níveis Topográficos Automáticos.....	20
2.2 Acessórios dos Níveis Topográficos	22
2.3 Práticas Operacionais de Campo.....	24
3 Teoria dos Erros	30
3.1 Normalização e Metrologia aplicadas ao Nivelamento Geométrico	31
3.2 Verificação e Retificação em Níveis Topográficos.....	32
3.3 Da Verticalidade do Eixo Principal	33
3.4 Do Erro de Colimação	35
3.5 Da Retificação da Leitura Ótica.....	36
3.6 Do Peg-Test	38
4 Procedimento de Nivelamento Geométrico	40
4.1 Das Referências de Nível.....	40
4.2 Das Réguas Linimétricas.....	41
Apêndice A – Testes de Retificação dos Níveis Topográficos	44
Apêndice B – Exemplo de preenchimento da Ficha de Nivelamento Geométrico	47
Anexo 1 – Exemplo de Nivelamento Geométrico empregando o Nível FOIF EL-320A.....	49
Referências Bibliográficas – Capítulo 1	50
Capítulo II - DO LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO.....	51
1 Conceitos Básicos Sobre Levantamentos Planialtimétricos.....	51
1.1 Das Estações Fluviométricas	51
1.2 Das Estações Pluviométricas.....	52
1.3 Da Determinação Planialtimétrica – <i>Global Navigation Satellite System</i> (GNSS).....	53
1.4 Da Determinação Altimétrica – Nivelamento Geométrico.....	58
1.5 Da Determinação das Coordenadas Planialtimétricas das Estações Hidrológicas	59
Apêndice A – Ficha de Execução do Levantamento GNSS	67

Apêndice B – Ficha Descritiva do Levantamento GNSS	68
Referências Bibliográficas – Capítulo 2	70
Capítulo III - DO LEVANTAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL	72
1 Definições e Materializações	72
1.1 Conceitos Básicos	72
1.2 Condições de Campo	73
1.3 Materialização da Seção Transversal	75
1.4 Determinação das Coordenadas dos Pontos PI e PF	77
1.4.1 Sequência da determinação das coordenadas geodésicas por topografia	78
1.5 Levantamento da Porção Seca	79
2 Levantamento da Porção Seca com Nivelamento Geométrico	81
2.1 Nivelamento Geométrico com Visadas Intermediárias com o Instrumento no Alinhamento da Seção Transversal	82
2.2 Nivelamento Geométrico com Visadas Intermediárias com o Equipamento Fora do Alinhamento da Seção Transversal	83
3 Levantamento da Porção Seca utilizando Estação Total	85
3.1 Instalação de uma Estação Total	86
3.2 Operação Geral da Estação Total	89
3.3 Locação Topográfica com Estação Total	91
3.4 Levantamento da Seção Transversal com PI e PF Intervisíveis	91
3.5 Levantamento da Seção Transversal com PI e PF Não Intervisíveis	93
3.6 Erros Instrumentais da Estação Total	95
3.7 Cuidados Operacionais com a Estação Total	97
3.8 Nomenclatura do Arquivo de Coleta de Dados com a Estação Total	98
4 Levantamento da Porção Seca com receptores GNSS	98
5 Levantamento da Área Molhada	101
5.9 Levantamento da Área Molhada utilizando Guincho Hidrométrico	103
5.10 Levantamento da Área Molhada Utilizando Medidores Acústicos Embarcados	104
5.10.1 Utilização de ADCPs	108
5.10.2 Seleção de Pontos Batimétricos	109
5.10.3 Organização e Preparação dos Dados	109
5.10.4 Seleção de Pontos Batimétricos empregando o critério de distanciamento uniforme	110
5.10.5 Seleção por critérios de variação de distância e cota	111
5.11 Nomenclatura dos Arquivos do Levantamento da Área Molhada	113
6 Integração dos Dados	113
Apêndice A - RELATÓRIO DE MATERIALIZAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL	115
Apêndice B – FICHA DE CAMPO DO LEVANTAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM NÍVEL TOPOGRÁFICO OU ESTAÇÃO TOTAL	119



Referências Bibliográficas – Capítulo 3	120
--	------------

Introdução

A hidrologia é definida como a ciência que trata da água no planeta Terra, sua ocorrência, propriedades físicas e químicas, circulação e distribuição espacial, bem como a sua correlação com o meio ambiente e com os seres vivos. De *Tucci (2013, p.24)* extrai-se que a hidrologia evoluiu de uma ciência preponderantemente descritiva e qualitativa, para uma área do conhecimento quantitativa, apoiada por metodologias matemáticas e estatísticas, que exploram melhor as informações existentes e acarretam resultados mais acurados.

Segundo *Porto et al. (2001, p.04)* ao estudar o ciclo hidrológico do ponto de vista quantitativo, estamos interessados nas medições dos escoamentos superficiais das águas para gerar séries históricas. Esses dados são úteis ao desenvolvimento e dimensionamento de obras hídricas, bem como para o gerenciamento eficaz desse bem econômico, em atendimento aos seus usos múltiplos, como preconizado no inciso IV do Art. 1º da Lei Federal nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997 (BRASIL, 1997).

Para tal, é fundamental que os profissionais da área de recursos hídricos tenham condições de conhecer a série histórica de vazões (ou descarga líquida) em uma estação ou em um conjunto de estações fluviométricas (rede hidrométrica de observação). Essas medições são realizadas conforme a periodicidade definida no programa de monitoramento da estação fluviométrica e as condições operacionais das entidades que coletam esses

dados *in situ*, visando atender aos objetivos para os quais a estação foi instalada.

A título de exemplificação, atualmente as estações fluviométricas da Rede Hidrometeorológica Nacional – RHN são visitadas com periodicidade trimestral, com exceção das estações integrantes da Rede Hidrometeorológica Nacional de Referência – RHNR cuja operação se processa bimestralmente (*COSTI et al., 2019*).

De forma geral, as vazões são determinadas a partir de uma equação denominada curva-chave, que associa os valores de vazão com as cotas dos níveis d'água do rio. Portanto, uma curva-chave é a relação matemática que correlaciona as variáveis *Cota* e *Vazão* para uma determinada seção do curso d'água ou de qualquer estrutura hidráulica.

Para a obtenção de uma curva-chave representativa é necessário que os dados de cota e vazão sejam acurados. Para isso, e de modo a padronizar as operações de campo da RHN, os valores de cota devem possuir padrão de exatidão melhor que 10 mm, sendo que todos os elementos de referência¹ podem variar ± 5 mm. Assim, os nivelamentos geométricos sistemáticos contribuem para a credibilidade e validade das vazões geradas.

Cabe ainda apontar que variações morfológicas e posicionais de elementos físicos do curso d'água podem contribuir com alterações nos valores de descarga líquida, destacando-se a declividade e a rugosidade do curso d'água, bem como a morfologia da seção transversal da estação fluviométrica. Apesar de

¹ Elementos de referência – RNs, pontos de passagem (PS), réguas limimétricas, dentre outros.

serem considerados variáveis, os dois primeiros elementos possuem taxas de alteração mais lentas do que as observadas para a morfologia das seções transversais. Estas, por sua vez, podem se alterar abruptamente, por exemplo, quando da ocorrência de um evento extremo de cheias, causando impactos no valor da área da seção transversal. Assim, percebe-se que a atualização das informações morfológicas da seção transversal é uma tarefa fundamental para garantir a validade da curva-chave para a estação fluviométrica.

As mudanças morfológicas das seções transversais das estações fluviométricas são observadas e determinadas por uma outra ciência do conhecimento: a geodésia. De *Moreira (2016, p.1)* extrai-se que a geodésia corresponde à ciência que estuda a forma, dimensões, o movimento de rotação e o campo gravitacional terrestre, com a identificação da localização espacial de objetos em sua superfície, bem como da variação posicional e temporal desses elementos.

Além disso, do inciso I do artigo 2º do Decreto nº 6666, de 27 de novembro de 2008 (BRASIL, 2008), que institui a Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais (INDE), retira-se que a geoinformação é aquela que se distingue essencialmente pela componente espacial, que associa a cada entidade ou fenômeno uma localização no planeta Terra, traduzida por sistema geodésico de referência, em dado instante ou período de tempo, podendo ser derivado, entre outras fontes, das tecnologias de levantamento, inclusive as associadas a sistemas globais de posicionamento apoiados por satélites, bem como de mapeamento ou de sensoriamento remoto.

Destaca-se que o aprimoramento dos recursos computacionais de *hardware* e *software*, em especial na última década, permitiu a aplicação mais eficiente dos modelos hidrodinâmicos de propagação temporal da água nos cursos d'água. Para tal, é fundamental que a base cartográfica ou as seções topobatimétricas

empregadas possuam uma única referência altimétrica, que de acordo com o art. 12 do Decreto-Lei nº 243, de 28 de fevereiro de 1967 (BRASIL, 1967), e de suas alterações posteriores, deve coincidir com o Sistema Geodésico Brasileiro (SGB).

Dessa forma, com este manual pretende-se padronizar os levantamentos topobatimétricos e geodésicos das operações de campo das estações da RHN, visando gerar dados mais confiáveis e acurados.

Proposta e Escopo

A proposta deste material é documentar os procedimentos topobatimétricos e geodésicos que devem ser aplicados na operação das estações hidrológicas pertencentes à Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN).

De forma geral, serão apresentados os equipamentos, as metodologias de levantamento, as acurácias desejadas, os erros de fechamento permitidos, as retificações instrumentais requeridas, as frequências temporais de execução das atividades, as fichas e formulários de campo, os modelos construtivos das RNs e das seções de réguas linimétricas.

CAPÍTULO I - DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO

1 Elementos Físicos da Estação Fluviométrica

A boa gestão dos recursos hídricos se dá (ou só é possível) quando se dispõe de um histórico confiável de vazões. Como a capacidade operacional das equipes de campo está aquém da periodicidade necessária para resolver os problemas de gestão *in loco*, existe a necessidade proeminente de constituir boas curvas-chaves.

Em termos práticos, deve-se efetuar medições de vazão e associá-las às cotas correspondentes do rio, abrangendo a maior amplitude de cotas possível. Assim, uma boa medição de descarga líquida só será efetiva a partir da determinação muito bem definida do nível do rio, com os elementos constituintes da estação fluviométrica construídos em bases estáveis e posicionados adequadamente de modo a atender aos diversos fins (Figura 1).

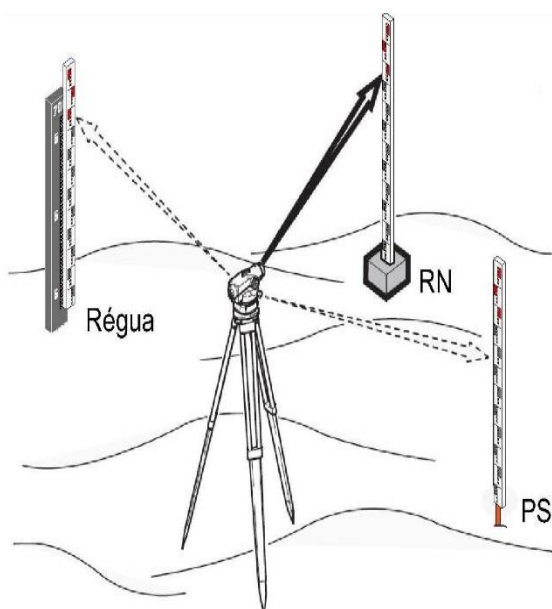


Figura 1 – Elementos da estação fluviométrica

1.1 Das Referências de Nível

Referências de Nível (RNs) são estruturas materializadas e estáveis que possuem altitude ou cota conhecidas e são usadas para a

realização de levantamentos altimétricos. A diferença entre cota e altitude se dá pelo referencial utilizado. Para a altitude é utilizado o nível médio dos mares, que considera o planeta Terra na forma do geóide. Já para a cota, o referencial é arbitrário, podendo, por exemplo, ser o leito do próprio rio.

A materialização propriamente dita de uma estação fluviométrica dá-se por meio de no mínimo três RNs, sendo que pelo menos uma delas deve estar posicionada obrigatoriamente em cota acima do extravasamento máximo observado ao longo da série histórica, e as demais devem estar preferencialmente acima da cota referente a curva de permanência de 2 %, com uma série histórica mínima de cinco anos. Em caso da materialização de uma nova estação fluviométrica, deve prevalecer o conhecimento dos moradores locais, sendo as RNs reposicionadas sistematicamente com o desenvolvimento dessa série histórica de cotas (Figura 2).

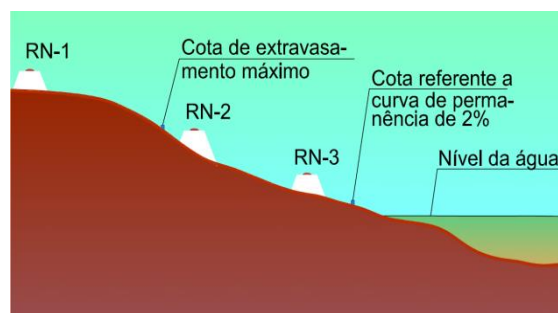


Figura 2 - Esquema da materialização das RNs

Em postos fluviométricos, onde a topografia do terreno marginal é suave ou ligeiramente ondulada (com declividade inferior a 3 %) e a planície de inundação se estende por grandes áreas (mais que 500 metros), as três RNs podem ser monumentalizadas na região de possível alagamento, por uma distância mínima de 25 metros, a partir do ponto de ruptura da seção transversal “encaixada” até a planície de inundação. Essa declividade deve ser mensurada em campo com equipamentos topográficos (nível ou estação total), na região

supracitada. Assim, a declividade da região de inundação será dada pela razão entre o desnível desses pontos e a respectiva distância linear horizontal formada entre eles, multiplicada pelo fator 100, sendo o valor resultante dado em percentual (Figura 3).

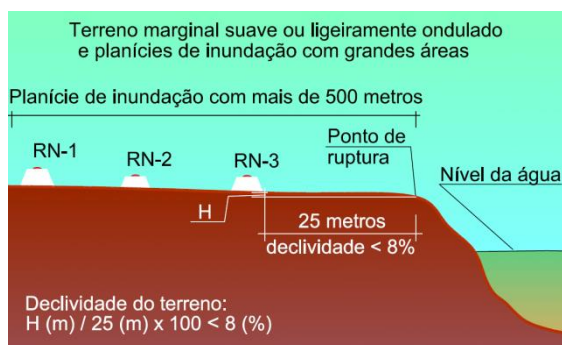


Figura 3 - Esquema de materialização de RNs em grandes planícies

Boas práticas de instalação:

- as RNs devem ser materializadas longe de elementos que constituem a drenagem local (cursos d'água e/ou talvegues naturais);
- em local com boa estabilidade (fundação de pontes, afloramento rochoso, dentre outros);
- de fácil localização e boa condição de acesso (de tal forma que se garanta a segurança do técnico de campo);
- longe de obstruções materiais como árvores, rede elétrica e edificações (para minimizar o impacto decorrente ao multicaminho e interferências no sinal GNSS);
- as RNs devem estar próximas à seção de régua linimétrica e;
- que entre as RNs materializadas exista, se possível uma diferença altimétrica mínima de 1 metro.

Em termos construtivos, essas RNs devem ser materializadas em campo obedecendo as seguintes preconizações técnicas:

- ser um marco de concreto, em formato de prisma regular, com faces laterais quadradas, ou formato cilíndrico regular, com 30 cm de comprimento, posicionada sobre uma sapata de seção circular de 80 cm de comprimento e 20 cm de diâmetro, aflorando cerca de 15 cm do solo (Figura 4), tendo sua fixação por meio de concreto, cujo traço deve ser na proporção 1:3:3 (cimento:areia:brita);

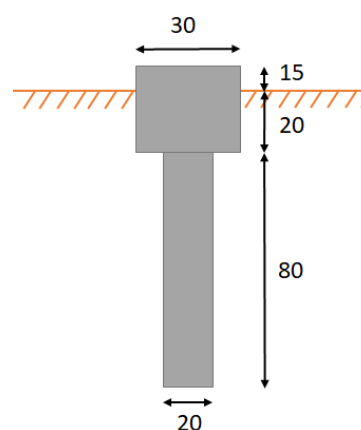


Figura 4 - Marco de concreto

- utilizar parafuso de inox, com cabeça sextavada, diâmetro de 5/16", comprimento mínimo de 4", com duas porcas e uma arruela na sua extremidade inferior, tendo sua fixação por meio de adesivo tipo epóxi de média fluidez (Figura 5);



Figura 5 - Parafuso sextavado

- observar que quando a instalação das RNs for realizada em solo, estas devem ser materializadas obrigatoriamente por marcos de concreto. Caso a instalação se der em afloramento rochoso, pontes ou outra estrutura construída, deve-se adotar

obrigatoriamente a opção por parafuso de inox;

- verificar que os parafusos devem ser instalados de forma centrada e nivelada, sendo que em casos de pontes ou de outras edificações, devem ser fixados preferencialmente na posição vertical (Figura 6);



Figura 6 - RN em ponte

- verificar que, para cada marco de concreto, deve ser encabeçado (face superior) preferencialmente por uma chapa de metal não ferroso com 6 cm de diâmetro e pino central de baixo relevo, com no máximo 5 mm de altura (Figura 7). Também é permitido o uso de parafusos de inox, com cabeça sextavada, conforme descrito anteriormente. Neste caso, recomenda-se a utilização de chapa de identificação para a RN na lateral do marco ou em sua base, devendo ser de alumínio com 10 cm de diâmetro e 3 mm de espessura;
- caso não se tenha a chapa para identificação, os marcos de concreto devem ser pintados na cor branca, e ter, em duas faces opostas, a identificação da referência de nível e o respectivo valor de cota, pintadas na cor preta ou vermelha. Nas demais faces, também na cor preta ou vermelha, deve-se registrar a sigla

identificadora da entidade operadora da estação. Alternativamente, a identificação pode ser realizada apenas na face superior da RN;



Figura 7 - Chapa de alumínio de topo e lateral

- as tintas a serem empregadas nessas pinturas devem ser do tipo esmalte sintético à base d'água ou acrílica; e
- os moldes alfanuméricos empregados na identificação das referências de nível precisam ter no mínimo 5 cm de altura (tamanho da fonte).

Opcionalmente, em função da facilidade de aquisição, a materialização desses marcos de concreto poderão ser feitas por meio de marcos pré-moldados padrão INCRA (Figura 8), com dimensões 12x8x60cm, posicionada sobre uma sapata de seção quadrada (ou circular) de 45 cm de comprimento e 20 cm de diâmetro, aflorando cerca de 15 cm do solo, sendo sua fixação realizada em concreto, cujo traço deve ser na proporção 1:3:3 (cimento:areia:brita).

Ao longo do processo de nivelamento geométrico das réguas linimétricas pode-se

estabelecer RNs provisórias. Tais referências de nível servirão de pontos de passagem (PS), podendo ser constituídas por estacas de madeira ou por ferramental metálico rígido, quase que completamente enterrados no solo, com a sua parte superior devidamente nivelada. Alternativamente, por conveniência da entidade operadora, podem-se materializar RNs intermediárias, empregando-se o mesmo padrão construtivo das definidas para as estações fluviométricas.



Figura 8 - Marco padrão INCRA

Nas estações fluviométricas, a numeração das RNs deve ser igual ao número de RNs existentes, isto é, não deve existir, por exemplo, referência de nível com a identificação RN11 se não existirem onze RNs implantadas em campo. Assim, sempre que uma RN sofrer recalque ou for danificada, alterando o valor de sua cota, é necessário que seja feito o registro na ficha descritiva, contendo a data de alteração, o motivo e o nome do técnico responsável.

Havendo o valor da cota na RN, seja pintado ou em chapa metálica, esta deve ser corrigida, permanecendo sua identificação original (RN1, RN2 ou RN3).

1.2 Dos Mourões de Fixação

Mourões de fixação são estruturas de madeira de lei (ou tratada), plástico reciclável ou metal, que servem de suporte para as réguas

linimétricas e devem ser fixados ortogonalmente ao eixo do curso d'água, espaçadas altimetricamente em 1 metro.

Alternativamente, em função da declividade da margem do curso d'água, mais de uma régua linimétrica pode ser instalada sobre um mesmo mourão, constituindo, portanto, lances com variação altimétrica superior ao recomendado anteriormente.

Para fins de padronização no âmbito da Rede Hidrometeorológica Nacional, os mourões devem, preferencialmente, possuir as seguintes especificações técnicas:

De Plástico Reciclável

- ser produzido em material ecológico reciclável, com proteção UV e contra fungos e mofo, de preferência na cor preta. Em rios com transporte aquaviário acentuado, pode-se empregar mourões na cor amarela ou outra de fácil visualização;
- ser manufaturado de tal forma que não possa absorver água (tendo em vista que o mourão poderá estar totalmente submerso) ou ainda, empenar (em função da exposição solar e de outras intempéries climáticas);
- possuir dimensões mínimas de largura e profundidade iguais a 120 e 90 mm, e comprimento de 2 m, respectivamente;
- possuir cruzeta interna ou serem totalmente rígidos. Quando não forem completamente rígidos, a espessura da parede externa não poderá ser inferior a 10 mm e deve possuir a sua parte superior fechada com tampa de difícil remoção (aparafusada), para evitar o acúmulo interno de água e a proliferação de insetos; e
- deve aceitar a utilização de parafusos e pregos.

De Madeira de Lei (ou tratada)

- a madeira deve ser de lei ou tratada, resistente a fungos, ação solar e de insetos, de preferência na cor preta. Em rios com transporte aquaviário acentuado, pode-se empregar mourões na cor amarela ou outra de fácil visualização;
- ser manufaturado de tal forma que não possa absorver água (tendo em vista que o mourão poderá estar totalmente submerso) ou ainda, empenar (em função da exposição solar e de outras intempéries climáticas); e
- possuir dimensões mínimas de largura e profundidade iguais a 120 e 90 mm, e comprimento de 2 m, respectivamente.

De Metal

A estrutura do mourão metálico deve ser tubular ou de perfil, resistente a ferrugem, de preferência na cor preta. Em rios com transporte aquaviário acentuado, pode-se empregar mourões na cor amarela ou outra de fácil visualização.

O perfil metálico deve ter o formato de U ou L (cantoneira), para que seja possível a instalação das travas em sua lateral. As dimensões recomendadas para o perfil em L são 3"x3/16" (76,2x4,8mm) e vigas U 3"x2" (76,2x50,8 mm). A régua linimétrica pode ser fixada direto no perfil ou instalado em uma tábua de madeira de lei ou tratada com dimensões de 120 x 25,4 mm.

No caso do mourão metálico tubular, deve-se empregar o padrão metalon, com espessura mínima de 2 mm, fechado na sua parte superior, devendo possuir tratamento contra corrosão na sua parte interna (Figura 9).

Quando em locais secos, os mourões devem ser afixados no solo, enterrados respectivamente a uma profundidade e diâmetro mínimos de 40 e 30 cm, com massa de concreto de traço na proporção 1:3:3 (cimento:areia:brita).



Figura 9 - Mourão de fixação em perfil metálico

Quando necessário, nos locais onde há lâminas d'água, os mourões devem ser fixados por abraçadeiras ou parafusos em estruturas metálicas previamente fixadas no leito do curso d'água ou em edificações (p.ex. pontes). A fixação deve ser tal que não permita a movimentação do mourão quando submetido à esforços mecânicos naturais.

Em rios caudalosos (Figura 10) ou com muito transporte de madeira, todos os mourões da seção de réguas linimétricas devem possuir travas em ripa (caibros) ou cantoneira metálica, as quais devem possuir as mesmas condições construtivas dos mourões, exceto em seu dimensionamento, que precisa ter no mínimo 30 mm de espessura e 90 mm de largura para a ripa de madeira, e 2"x1/8" (50,8x3,2 mm) para a cantoneira metálica. Além disso, nesse caso específico, tem-se que:

- a fixação deve ser realizada com duas travas formando um ângulo de 90° entre si, posicionadas, em sua parte superior, a 70 cm de altura no mourão;
- a fixação das travas ao mourão deve ser realizada com o mínimo de dois

parafusos. A outra extremidade deve ser fixada ao solo, quando seco, em uma sapata de concreto com diâmetro de 25 cm, em traço equivalente ao adotado na fixação do próprio mourão; e

- as travas devem ser posicionadas à jusante do mourão para evitar influências no fluxo d'água quando da leitura do nível do rio pelos observadores.



Figura 10 - Mourões em rios caudalosos– Mourões em rios caudalosos



Figura 11 - Mourões com sinalizadores

Por fim, com o intuito de manter a segurança às embarcações, devem-se instalar sinalizadores flexíveis com 40 cm de comprimento na parte superior de cada um dos mourões. Entende-se por sinalizador flexível uma peça plástica,

flexível, tipo lâmina, que mostre às embarcações que, naquele local existe um mourão (ou régua linimétrica) total ou parcialmente submerso (Figura 11).

1.3 Das Réguas Linimétricas

As réguas linimétricas são os instrumentos utilizados para a leitura do nível d'água do rio monitorado (Figura 12). Como o registro de dados confiáveis de cota é primordial para uma gestão de recursos hídricos eficiente, os equipamentos empregados para a sua mensuração (no caso as réguas linimétricas) devem ser construídos de forma a conduzir a leituras de cotas acuradas.

Nesse sentido, elas devem:

- ser caracterizadas por uma barra (mira) com graduação métrica ascendente;
- ser confeccionadas preferencialmente em PVC rígido ou em alumínio com fundo branco, com 1 m de comprimento, 7 cm de largura e 4 mm de espessura;
- ter marcas de leitura com espaçamento de 1 cm e numeração de identificação a cada 2 cm (apenas os números pares);
- ter os números pares representados por uma linha na cor vermelha;
- ter, no caso das dezenas, linhas com 40 mm de comprimento e 5 mm de espessura, identificados com caracteres na fonte Arial, negrito, tamanho 72, na cor vermelha;
- ter, no caso dos demais números pares, linhas com 45 mm de comprimento e 3 mm de espessura, identificados com caracteres na fonte Arial, negrito, tamanho 48, na cor preta;
- ter, no caso dos números ímpares, a sua representação por apenas uma linha na cor preta, com comprimento de

20 mm e espessura de 3 mm, sem a identificação numeral;

- ter as linhas e os caracteres numerais impressos fotomecanicamente, com camada protetora ultravioleta (UV), e de grande resistência às intempéries climáticas; e
- ter no mínimo três pontos de fixação para parafusos (orifícios oblongos), com altura de 35 mm e largura de 7 mm, posicionados nas partes superior, meio e inferior, de tal forma que permitam a realização do ajuste altimétrico da régua linimétrica no mourão ou no perfil metálico.



Figura 12 – Régua linimétrica padrão

Com respeito à instalação das réguas linimétricas nos mourões tem-se que (Figura 13):

- deve haver um comprimento livre de pelo menos 150 mm entre a superfície do solo e a parte inferior da régua linimétrica;
- deve haver um comprimento livre de pelo menos 80 mm entre a parte superior da régua linimétrica e a parte superior do mourão;

- deve haver um comprimento livre de pelo menos 10 mm entre a parte lateral direita da régua linimétrica e a parte lateral direita do mourão (vista frontal).

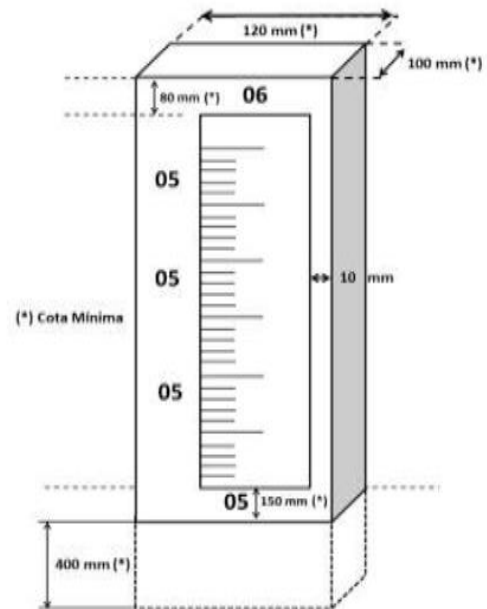


Figura 13 – Posicionamento da régua linimétrica ao mourão

Por fim, com respeito à identificação (numeração) das réguas linimétricas nos mourões, tem-se que:

- deve posicionar a numeração, conforme a respectiva cota local, na parte inferior do mourão, logo abaixo da régua linimétrica e na parte lateral esquerda do mourão, de forma vertical, em três pontos, sendo um deles na parte central da régua linimétrica e os dois restantes nas proximidades das alturas 10 e 90 cm;
- deve posicionar a numeração, conforme a respectiva cota local, em centímetros, na parte superior do mourão, logo acima da régua linimétrica;
- todos os números de identificação devem ser pintados em cor contrastante com a do mourão, preferencialmente na cor branca, com

no mínimo 60 mm de altura e 40 mm de largura (cada algarismo);

- as tintas a serem empregadas nessas pinturas devem ser do tipo esmalte sintético à base d'água ou acrílica; e
- a qualidade das tintas empregadas deve ser tal que não sofra desgaste rápido devido às intempéries climáticas, exposição ao sol e ao contato com superfícies molhadas.

Alternativamente à pintura da numeração no mourão, podem ser fixadas placas dos algarismos de identificação com no mínimo 60 mm de altura e 40 mm de largura cada.

2 Conceitos Básicos Sobre Nivelamento Geométrico

O nivelamento geométrico é um processo de campo para a mensuração da diferença vertical entre dois pontos, sejam eles com cota conhecida ou não. No caso do monitoramento de recursos hídricos, o nivelamento geométrico é uma atividade fundamental nas estações fluviométricas, pois verificam o posicionamento vertical das réguas linimétricas, de modo que as leituras nelas realizadas possam atender com exatidão às equações matemáticas utilizadas nas suas respectivas curvas-chave.

Operacionalmente, os nivelamentos geométricos são realizados empregando-se níveis topográficos óticos ou digitais, em conjunto a miras graduadas ou de código de barras. Existe uma diversidade de modelos e marcas disponíveis no mercado, porém o mais importante é que tais equipamentos sejam precisos e acurados para a leitura correta das réguas linimétricas. Nesse caso específico, a acurácia no posicionamento vertical dessas réguas deve ser superior a 5 mm, enquanto a precisão das medições de nível (ou do próprio equipamento) deve ser igual ou melhor do que 1 mm.

Mesmo com o avanço tecnológico observado nos últimos anos na área cartográfica, em que

novas metodologias e instrumentos foram desenvolvidos (p.ex. estações totais, receptores GNSS), o uso de níveis topográficos óticos ou digitais, em pequenas áreas, ainda é a melhor opção para determinar desníveis entre dois pontos, levando em consideração os padrões de acurácia e precisão que satisfazem as necessidades da RHN. Enfatiza-se aqui que o termo “precisão” designa o grau de variação ou dispersão entre as mensurações executadas, enquanto o termo “acurácia” refere-se à variação ou exatidão de uma dada mensuração em relação ao valor correto (Figura 14).

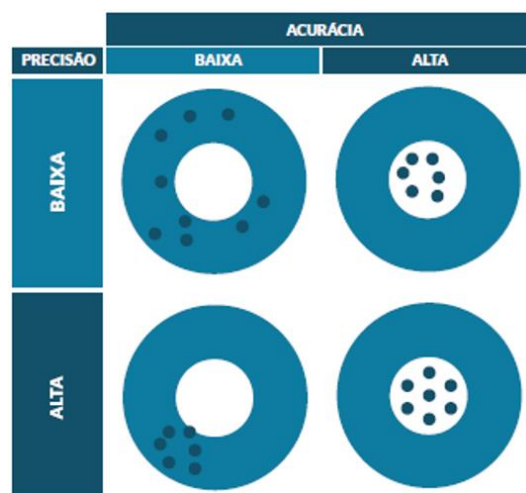


Figura 14 – Diferença entre precisão e acurácia

De forma geral, o nivelamento geométrico é usado para determinar as cotas locais das referências de nível (RNs), dos pontos de passagem, das réguas linimétricas e do próprio nível d'água (NA), no instante da execução desse procedimento.

Como definido anteriormente, as RNs são objetos físicos (p.ex. marcos de concreto e pinos metálicos) instaladas em locais estáveis, de fácil identificação em campo, nas proximidades da parte alta da seção de réguas linimétricas (álveo), e que servem como referências altimétricas locais. Já os pontos de passagem (p.ex. corpos de prova, estacas de madeira ou barras de ferro) são objetos físicos provisórios, instalados em locais com boa estabilidade, e distribuídos de forma que sirvam como pontos auxiliares no processo de

nivelamento geométrico, facilitando, portanto, a determinação altimétrica das réguas linimétricas e do nível d'água.

Em termos práticos, a execução de um nivelamento geométrico se dá posicionando o nível topográfico entre o ponto de cota (ou altitude) conhecida e aquele cuja cota (ou altitude) deseja-se determinar, preferencialmente, de forma equidistante.

A visada inicial (Ré) é realizada com a mira topográfica posicionada sobre o ponto de cota (ou altitude) conhecida. Adicionando o valor da cota (ou altitude) do ponto de referência à leitura de Ré, tem-se o que os técnicos de campo chamam comumente de "plano de referência" do equipamento. Em seguida, a mira topográfica é posicionada sobre pontos cuja cota (ou altitude) deseja-se determinar. Essa leitura é chamada de visada de Vante. Por fim, a cota (ou altitude) do ponto de Vante é determinada pela subtração dos valores do plano de referência do equipamento e da leitura de Vante.

Ao processo descrito acima dá-se o nome de "nivelamento geométrico simples", no qual, a partir de um único plano de visada, é possível determinar as cotas (ou altitudes) dos demais pontos levantados (Figura 15).

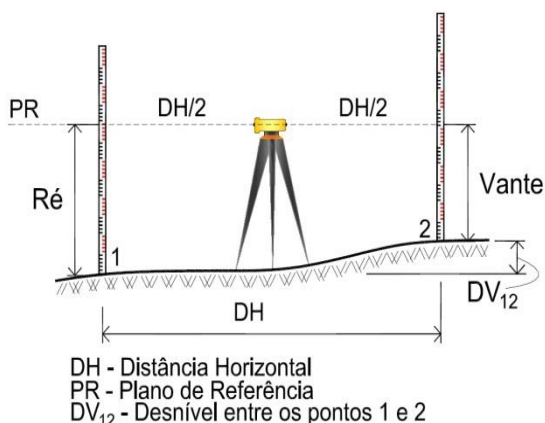


Figura 15 – Nivelamento geométrico simples

Em grande parte das estações fluviométricas da RHN, em função da declividade e do tamanho da área de extravasamento das margens, o processo de nivelamento

geométrico simples não se aplica, pois nessas condições operacionais, não é realizado o levantamento altimétrico de apenas uma régua linimétrica e do nível d'água, mas sim de um conjunto de réguas linimétricas, RNs, pontos de passagem, além do contranivelamento. Dessa forma, dá-se o nome de "nivelamento geométrico composto", quando o equipamento é instalado (calado) em mais de um ponto ao longo da seção de réguas linimétricas, determinando, portanto, dois ou mais planos de referência (Figura 16).

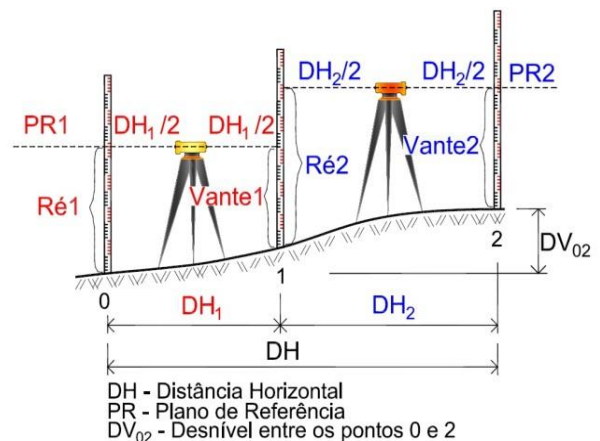


Figura 16 – Nivelamento geométrico composto

2.1 Níveis Topográficos

O nível topográfico é composto basicamente por um telescópio acoplado a um equipamento que o mantém nivelado de forma acurada. Normalmente, os níveis topográficos contêm uma bolha ou um conjunto de bolhas. Destaca-se que os mais modernos incorporaram uma estrutura pendular (Figura 17).

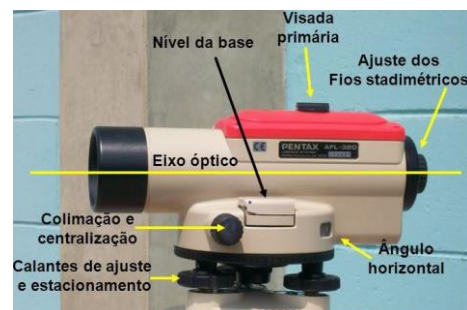


Figura 17 – Partes do nível topográfico

Outro critério para classificação dos níveis topográficos refere-se ao seu princípio de funcionamento: óticos ou digitais. Ao empregar

um nível topográfico ótico, o operador realizará a leitura analógica (manual) em uma mira graduada posicionada sobre um ponto no terreno cuja cota (ou altitude) deseja-se determinar, empregando, para tal, o fio nivelador central ou o valor médio das leituras dos fios estadimétricos superior e inferior.

2.1.1 Níveis Topográficos de Bolha

Nos níveis topográficos de bolha é executado um nivelamento preliminar empregando uma bolha circular de menor precisão. Em seguida, para cada leitura da mira, a bolha principal bipartida (tubular) é visualizada através de uma ocular e ajustada de modo que ambas as partes sejam perfeitamente coincidentes, fazendo com que o telescópio do equipamento esteja plenamente nivelado (Figura 18).



Figura 18 – Nível topográfico com bolha bipartida

De Souza (2010, p.49) retira-se que o nível de bolha tubular é um tubo de vidro fechado em suas extremidades e seu interior é parcialmente cheio de um líquido volátil capaz de conservar a sua estabilidade dentro de variações normais de temperatura. Quando o tubo se inclina, a bolha se move sempre rumo ao ponto mais alto porque o ar é mais leve que o líquido. O instrumento estará nivelado (materializando o plano horizontal) quando a bolha estiver no centro de sua trajetória (Figura 19).

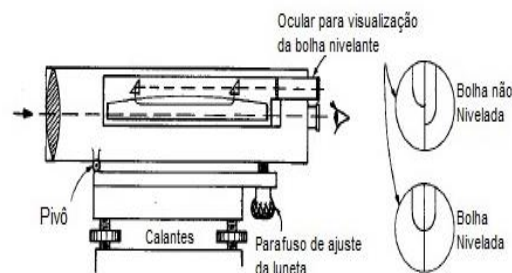


Figura 19 – Nível topográfico com bolha bipartida: elementos e princípio de funcionamento

2.1.2 Níveis Topográficos Automáticos

Os equipamentos que dispõem da estrutura pendular são chamados de níveis topográficos automáticos (os mais comuns atualmente). Do mesmo modo que para os anteriores, é executado um nivelamento preliminar empregando uma bolha circular de menor precisão. A principal diferença com os níveis topográficos de bolha é que os equipamentos automáticos possuem um compensador, que consiste fundamentalmente num arranjo de três prismas, sendo dois fixados no corpo do telescópio e o subsequente posicionado entre eles, de forma suspensa por uma fina fiação, sensível às mudanças da gravidade. A função desse sistema compensador é de desviar a linha de visada pela mesma quantidade que o telescópio se encontra desnivelado (Figura 20).

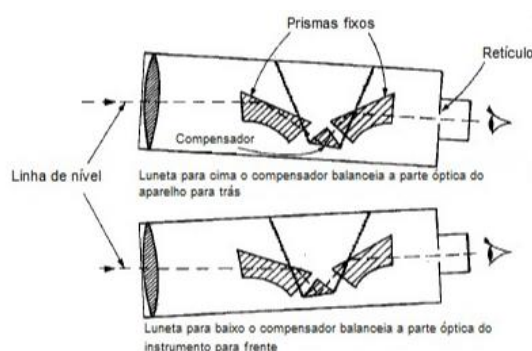


Figura 20 – Nível topográfico automático

Segundo Brum (2005, p.14) os níveis automáticos trabalham dentro de uma faixa de compensação no eixo vertical. Então, se o instrumento não for corretamente instalado, o sistema poderá não funcionar, ou ainda operar com erros. Portanto, deve-se sempre tomar o

cuidado de nivelar corretamente o instrumento utilizando a bolha circular, para que a compensação seja efetiva. Ainda destaca que o sistema de compensação de um nível topográfico, embora seja projetado para a execução de trabalhos de campo, é sensível e deve estar livre de impactos.

Atualmente, o poder de ampliação dos níveis topográficos disponíveis no mercado é de aproximadamente 30 vezes, o que permite que a precisão milimétrica seja alcançada para visadas de até 60 m, conforme a NBR 13133 (1994). Porém, a partir da prática de campo, recomenda-se visadas de até 30 metros, pois dessa forma minimizamos a influência da distância na leitura da mira topográfica.

Em termos operacionais, os níveis topográficos digitais diferem dos óticos em função da sua capacidade de efetuar leituras diretamente em uma mira de códigos de barras. Isso é possível, pois os níveis topográficos digitais carregam em sua estrutura os mesmos componentes tradicionais de um nível ótico e um dispositivo CCD. Tal dispositivo é responsável por fotografar a mira de códigos de barras, e por correlação com o padrão gravado na sua memória interna, é capaz de identificar e registrar com precisão a respectiva leitura horizontal. Contudo, para se obter leituras acuradas, o operador deve focar com nitidez a mira de código de barras, pois assim o instrumento terá condições operacionais de realizar a decodificação correta da leitura.

De forma similar à operação de um nível topográfico ótico, o operador do nível topográfico digital, após nivelá-lo empregando a bolha circular, apontará o instrumento para a mira de código de barras para que seja executada a leitura vertical, que será gravada em sua memória interna de forma organizada (Figura 21).



Figura 21 – Nível digital e mira de código de barras

Destaca-se que os níveis digitais possuem programas em sua memória interna que permitem diversos tipos de cálculos, inclusive o de fechamento de linhas e circuitos de nivelamento. A acurácia da leitura desses níveis também é dependente da distância entre o nível topográfico e a mira de código de barras, além das condições ambientais no momento de execução do nivelamento geométrico.

Das especificações técnicas dos níveis digitais disponíveis atualmente no mercado, retira-se que as leituras entre o nível topográfico e a mira de código de barras podem ser efetuadas até, aproximadamente, 100 m de distância. Porém, o operador do equipamento, para trabalhos tratados neste manual, não poderá realizar leituras quando essa distância for superior a 60 m. Tal critério tem como objetivo compensar os efeitos da curvatura terrestre e da refração atmosférica, bem como reduzir os efeitos dos erros de verticalidade e facilitar a leitura da mira topográfica.

Os níveis digitais guardam algumas vantagens sobre os instrumentos óticos, dos quais pode-se destacar:

- a eliminação de erros grosseiros provocados pelo operador do equipamento, decorrentes das leituras equivocadas da mira topográfica e do registro nas cadernetas de campo;

- a exclusão da subjetividade da estimativa milimétrica que acontece nas leituras em miras convencionais;
- a possibilidade da configuração do equipamento para realizar inúmeras mensurações em uma mira de código de barras; e
- a eliminação dos erros de cálculo das planilhas de nivelamento geométrico.

Uma das desvantagens na operação de um nível digital é a sua dependência do sistema de baterias recarregáveis, que necessitam de maior atenção do operador, ou podem se descarregar durante a operação do equipamento.

Como mencionado anteriormente, os níveis digitais possuem os mesmos componentes de um nível ótico, de forma que é possível realizar medições analógicas (manuais) em miras topográficas convencionais. Com base no exposto, deve-se considerar que os sistemas digitais e óticos não são concorrentes e sim complementares, dessa forma todos devem ser retificados sistematicamente, como veremos a seguir.

2.2 Acessórios dos Níveis Topográficos

Para a realização do nivelamento geométrico é necessário utilizar, além do nível topográfico, outros acessórios importantes: mira topográfica, nível de cantoneira e sapatas.

De forma geral, as miras topográficas utilizadas nesse tipo de levantamento possuem graduação centimétrica, cabendo ao operador do nível efetuar uma leitura estimada de ordem milimétrica. Ressalta-se que a acurácia dessa leitura estimada é determinada pela distância entre o nível topográfico e a mira graduada, pelo poder de ampliação do sistema de lentes do nível topográfico, e ainda por condições ambientais (p.ex. reverberação do calor nas partes inferiores das miras graduadas).

As miras topográficas encontram-se disponíveis no mercado em diversos comprimentos, materiais e formas de montagem, podendo ser extensíveis, de encaixe ou dobráveis. Em relação aos tipos de materiais, as miras graduadas geralmente são fabricadas em madeira, fibra de vidro, alumínio ou com fita de Invar, que consiste em uma liga metálica de aço-níquel, com baixo coeficiente de dilatação térmica e que é usada para medições precisas (p.ex. indústria).

Independentemente do tipo de material de fabricação, as miras convencionais são construídas de forma graduada, com marcas centimétricas na cor preta, com fundo contrastante claro. Tal padrão construtivo também é observado nas miras de código de barras, com exceção da espessura, posicionamento e espaçamento das marcas que compõem esse padrão (Figura 22).



Figura 22 – Mira de código de barras e convencional

Para que um nivelamento geométrico apresente resultados acurados é necessário que o nível topográfico esteja retificado e a mira graduada não apresente nenhum tipo de avaria. Contudo, só isso não garante que esse processo tenha êxito, pois, em campo, é fundamental que essas miras sejam posicionadas verticalmente sobre os pontos de interesse (RNs, pontos de passagem ou régua linimétricas).

Para tal, nas miras graduadas, deve-se usar sempre níveis de cantoneira que, por sua vez, consistem em uma bolha circular montada em um perfil metálico com faces ortogonais, podendo ou não serem fixados na mira graduada (Figura 23).



Figura 23 – (A) Nível de cantoneira independente e (B) Nível de cantoneira fixo na mira graduada

A verticalidade dos níveis de cantoneira deve ser verificada regularmente e ajustada se necessário. Em um primeiro momento, a verticalidade do nível de cantoneira pode ser verificada em uma parede de construção em alvenaria. A outra opção (mais confiável) é tangenciar o fio vertical do nível topográfico sobre uma das arestas da mira graduada e verificar o quanto o nível de cantoneira não se encontra preciso e acurado (não retificado) (Figura 24).

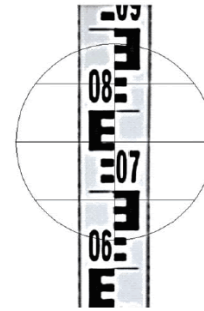


Figura 24 – Visada para retificar o nível de cantoneira (tangenciamento)

O ajuste dos níveis de cantoneira dá-se através de três “parafusos calantes”, movendo-os semelhantemente como se faz a calagem de um teodolito ou nível topográfico (Figura 25).



Figura 25 – Parafusos calantes no nível de cantoneira

Ainda que os níveis topográficos sejam os equipamentos mais importantes em um processo de nivelamento geométrico, a qualidade e a manutenção dos demais acessórios (tripé, miras e níveis de cantoneiras) não podem ser desprezadas, pois interferem na acurácia do nivelamento geométrico.

Os níveis topográficos devem ser utilizados com extremo cuidado, armazenados e transportados sempre em estojos próprios (acolchoados em espuma) e mantidos operacionais (retificados constantemente). Já as miras topográficas devem ser mantidas em estojos de lona, para minimizar danos nas marcas de leitura (em ambas as faces), bem como nas estruturas mecânicas de encaixe dos lances métricos.

Se as miras topográficas apresentarem qualquer tipo de avaria, elas não devem ser empregadas nos nivelamentos geométricos da seção de réguas linimétricas.

De maneira geral deve-se:

- certificar que os parafusos e as dobradiças do tripé garantam uma boa pressão de aperto;
- transportar o nível topográfico e seus acessórios sempre em caixas ou malas apropriadas;
- eliminar todo e qualquer sinal de umidade no nível topográfico e seus acessórios, mantendo-os sempre secos;
- retirar o nível topográfico da caixa de transporte, levantando-o pela alça e não pelo telescópio;
- fixar corretamente o nível topográfico ao tripé por meio do parafuso correspondente; e
- transportar preferencialmente o instrumento, entre os pontos de passagem, separado do tripé.

Opcionalmente, é permitido transportar, em campo, o conjunto de tripé/nível, apoiando-o sobre o ombro, de tal forma a mantê-lo na posição vertical, evitando que o sistema pendular balance abruptamente e sofra algum tipo de avaria mecânica (Figura 26).

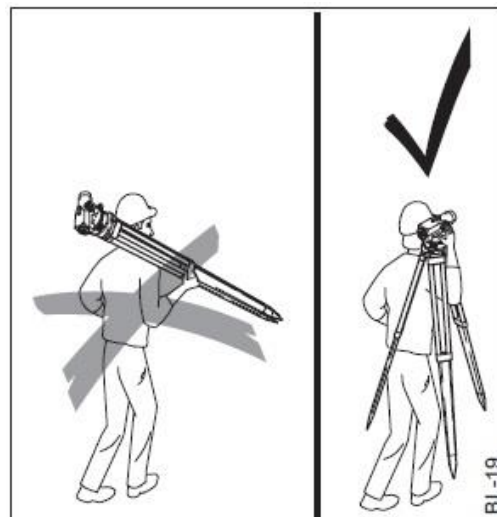


Figura 26 – Transporte incorreto e correto do conjunto tripé/nível topográfico

2.3 Práticas Operacionais de Campo

Empregando-se o “nivelamento geométrico composto”, a primeira leitura, denominada de “Ré”, será realizada na mira topográfica posicionada no ponto de cota (ou altitude) conhecida, comumente chamada de RN – padrão de saída, materializada na parte superior da seção de réguas linimétricas, fora da área de extravasamento natural do curso d’água.

Adicionando o valor da cota (ou altitude) do ponto de referência observado à leitura executada (Ré) determina-se o primeiro “plano de referência” do equipamento. Em seguida, a mira topográfica é posicionada sobre as outras RNs da estação fluviométrica ou algum ponto de cota ou altitude conhecida, efetuando-se as leituras, denominadas por “intermediárias”, com o intuito de verificar o cálculo do plano de referência e a estabilidade desse conjunto de referências de nível.

Do mesmo modo, a mira topográfica é posicionada sobre as réguas linimétricas ou pontos, cuja cota (ou altitude) deseja-se determinar. Por fim, executa-se a visada de “Vante” sobre o ponto de passagem. Subtraindo-se esta leitura do valor do “plano de referência” calculado, determina-se sua cota (ou altitude). A primeira parte do “nivelamento

geométrico composto” é finalizada quando as cotas (ou altitudes) de todas as réguas linimétricas e do NA forem determinadas e verificadas. É importante salientar que todas as vezes que o nível for instalado, a última visada (Vante) será o primeiro ponto a ser lido (Ré).

A título de exemplificação, na Figura 27, as cotas dos pontos 3, 5 e 6 são determinados através de visadas intermediárias.

Para garantir que o operador do nível topográfico não tenha cometido nenhum tipo de erro grosseiro ou que o equipamento topográfico não esteja com alguma avaria ótico-mecânica, é necessária a execução do que se chama na literatura de “contranivelamento”. Este, por sua vez, nada mais é do que a

execução do “nivelamento geométrico composto”, porém no sentido oposto ao levantamento primário, passando-se novamente sobre todas as réguas linimétricas e pelos mesmos pontos de passagem, chegando-se, por fim, na RN de partida.

A diferença entre o desnível determinado para o nivelamento e para o contranivelamento é chamado de “erro de fechamento” (E_F). Tal erro refere-se à diferença absoluta entre a cota (ou altitude) da RN de partida e à de chegada (que deve ser a mesma RN de partida), após a execução do nivelamento e do contranivelamento.

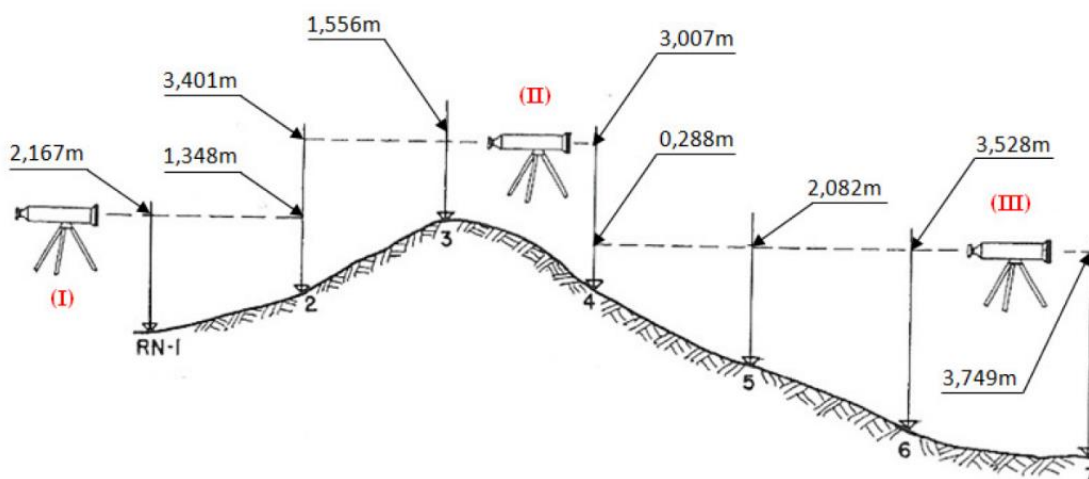


Figura 27 – Processo de nivelamento geométrico composto com visadas intermediárias

Destaca-se que todo levantamento topográfico está associado a uma acurácia a qual exprime o valor desejável e aceitável. No caso da execução de um *nivelamento geométrico composto* em estradas, o erro de fechamento permitido (E_p) é tratado como sendo diretamente proporcional à raiz quadrada da distância horizontal média, percorrida ao longo do processo, conforme a NBR 13133 (1994). Porém, no caso da execução de um *nivelamento geométrico composto* em seções de réguas linimétricas, esse parâmetro não seria o mais adequado tendo em vista que comumente o valor da distância horizontal percorrida é extremamente pequeno.

No entanto, como a quantidade de instalações do nível topográfico, em função da declividade do terreno, em muitas situações, é grande, os *nivelamentos geométricos compostos* executados em seções de réguas linimétricas devem levar em consideração o número de instalações do nível topográfico, e não a distância percorrida.

Matematicamente, o erro de fechamento permitido pode ser determinado pela multiplicação de uma constante (que representa a incerteza aceitável nesse processo) pela raiz quadrada do número de

instalações executadas do nível topográfico (Equação 1).

$$E_p = 2\sqrt{n}$$

Equação 1 - Erro de fechamento permitido

onde E_p representa o erro de fechamento permitido, em milímetros, enquanto n corresponde ao número total de instalações do nível topográfico ao longo do circuito completo de nivelamento.

Durante a execução do nivelamento e contranivelamento geométrico, as réguas linimétricas não devem ser corrigidas, ainda que exista um erro superior a 5 mm. Primeiramente é necessário finalizar o nivelamento e contranivelamento, e calcular o respectivo erro de fechamento e erro de fechamento permitido do circuito. Caso o erro de fechamento do circuito seja superior ao valor permitido, o operador deve efetuar novamente o nivelamento geométrico completo, inclusive reocupando as RNs, as réguas linimétricas e o NA. A altimetria das réguas só pode ser corrigida (se necessário) após verificar que o erro de fechamento do circuito seja inferior ou igual ao permitido, conforme determinado pela Equação 1.

Por ser obrigatória a realização do nivelamento e contranivelamento, todos os elementos

$$\text{Ponto de Passagem 1 (Nivelamento): } \frac{1}{4} \times \text{Erro} = \frac{1}{4} \times 4 \text{ mm} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Ponto de Passagem 2 (Nivelamento): } \frac{2}{4} \times \text{Erro} = \frac{2}{4} \times 4 \text{ mm} = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Ponto de Passagem 2 (Contranivelamento): } \frac{3}{4} \times \text{Erro} = \frac{3}{4} \times 4 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$$

$$\text{Ponto de Passagem 1 (Contranivelamento): } \frac{4}{4} \times \text{Erro} = 1 \times 4 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$$

A compensação final do erro de fechamento nos pontos de passagem e nas réguas linimétricas é realizada conforme a Equação 2:

físicos são observados duas vezes ao longo desse processo, de modo que, para fins de cálculo e eventuais correções, deve-se considerar o valor médio dessas observações com os erros distribuídos.

Como mencionado anteriormente, a acurácia no posicionamento vertical das réguas linimétricas deve ser superior ou igual a 5 mm. Caso as observações realizadas demonstrem que a cota da régua linimétrica esteja afastada desse valor, esta deve ser reposicionada. Para tal, deve-se distribuir o erro cometido durante o processo de nivelamento geométrico de forma equânime ao longo dos pontos de passagem que compõem esse circuito. As cotas primárias das réguas linimétricas devem ser corrigidas com o mesmo valor determinado para o ponto de passagem específico, sobre o qual ela foi levantada.

Para fins de exemplificação, consideramos uma pequena seção de réguas linimétricas contendo apenas dois pontos de passagem (o nível sendo instalado duas vezes no nivelamento e duas vezes no contranivelamento) e o erro de fechamento observado durante a operação de nivelamento e contranivelamento seja de 4 mm. Assim, para o caso em análise, a distribuição do erro de fechamento (Correção) será processada da seguinte forma:

$$Cota_{Corrigida} = Cota_{Levantada} - Correção$$

Equação 2 - Cálculo da cota corrigida

Outras variáveis devem ser observadas pelo operador, em caráter preferencial, para que o nivelamento geométrico seja efetuado dentro

dos padrões de acurácia pré-estabelecidos, a saber:

- visadas equidistantes;
- leitura da mira graduada acima de 50 centímetros; e
- leitura da mira graduada abaixo de 3,5 metros.

Para minimizar os efeitos decorrentes da falta de ortogonalidade dos eixos vertical e horizontal do nível topográfico, chamado na literatura de erro de colimação, as visadas de Ré, Vante e Intermediária devem ser, preferencialmente, equidistantes. Porém, em muitas situações, em especial no nivelamento geométrico de réguas linimétricas, em função da declividade da margem do curso d'água, tal condição não é fácil de ser atingida. Nesse caso, prevalece a condição possível a ser realizada, face às condições ambientais locais.

Outro aspecto que deve ser sempre observado pelo operador do nível topográfico é que as visadas devem ser efetuadas preferencialmente acima de 50 cm do solo para evitar os efeitos decorrentes do fenômeno de reverberação. Este, por sua vez, ocorre quando existe incidência dos raios solares diretamente sobre a mira topográfica ou quando esta esteja exposta ou posicionada sobre uma superfície (solo) com temperatura elevada.

Em função da dificuldade do auxiliar de campo em manter a mira topográfica na posição vertical, seja decorrente do seu formato e peso naturais, bem como pela ação do vento, ressalta-se que as leituras sobre as miras topográficas devem ser realizadas preferencialmente, abaixo da altura 350 cm, pois se trata de uma região de maior estabilidade, corroborando, portanto, na qualidade observacional. No Apêndice B – Exemplo de preenchimento da Ficha de Nivelamento Geométrico encontram-se disponibilizadas a ficha de nivelamento geométrico a ser empregada na operação da

RHN e um exemplo de tal procedimento de campo.

3 Teoria dos Erros

Os erros podem ser classificados como acidentais (fortuitos ou aleatórios), sistemáticos (constantes) ou grosseiros. Os acidentais, estão associados às imprevisibilidades que afetam as leituras, decorrentes da imperfeição dos nossos sentidos visuais e por pequenas falhas construtivas dos níveis topográficos e de seus acessórios. Estes, por sua vez, dificilmente são eliminados, mas podem ser minimizados se aplicadas as boas práticas de campo descritas anteriormente neste documento.

Gemael (1994, p.61) afirma que quando os números de observações crescem, tais erros, em que pese a sua natureza aleatória, revelam alguma regularidade e normalmente apresentam uma distribuição normal. Para esse tipo de erro, *Souza (2010, p.75)* exemplifica o caso de uma mira topográfica convencional, sobre a qual as graduações de escala não estão regularmente espaçadas.

Ainda de *Gemael (1994, p.60)* retira-se que os erros sistemáticos são produzidos por causas conhecidas, o que permite, de forma geral, a devida correção. Estes erros decorrem principalmente da inexatidão dos instrumentos e das condições ambientais locais, mas podem também ser oriundos de falhas humanas (nesse caso de difícil eliminação). Este mesmo autor apresenta o caso de um operador de nível topográfico que procede sempre a leitura um pouco abaixo (ou um pouco acima) da posição correta do fio nivelador sobre a mira graduada.

Os erros grosseiros aparecem comumente nos nivelamentos geométricos convencionais, empregando equipamentos óticos, pois decorrem de falhas nas leituras nas miras graduadas ou do registro equivocado de seus valores nas cadernetas de campo.

No nivelamento geométrico com o uso de níveis digitais tais erros são menos comuns, uma vez que nesses equipamentos pode-se configurar o número de reiteração de observações, calcular sua qualidade estatística e ainda, armazenar os dados automaticamente na sua memória interna.

De maneira geral, as fontes de erros rotineiros nos nivelamentos geométricos são:

- erro de colimação do nível topográfico;
- miras topográficas com problemas na graduação;
- erro de pontaria e leitura da mira graduada;
- calagem incorreta do nível topográfico sobre o tripé;
- erro no posicionamento e na verticalidade da mira graduada sobre o ponto a ser levantado; e
- erros sistemáticos ambientais como refração atmosférica e reverberação.

3.1 Normalização e Metrologia aplicadas ao Nivelamento Geométrico

Do sítio eletrônico da ABNT retira-se que a normalização é o processo de formulação e aplicação de regras para a solução ou prevenção de problemas. No estabelecimento dessas regras recorre-se à tecnologia como o instrumento para estabelecer, de forma neutra e objetiva, as condições que possibilitem que o produto, projeto, processo, sistema, pessoa, bem ou serviço atendam às finalidades a que se destinam.

Do *Vocabulário Internacional de Termos de Metrologia Legal (INMETRO, 2005)* retira-se que a *verificação* é o procedimento que compreende o exame, a marcação e/ou a emissão de um certificado de verificação e que constata e confirma a adequação do instrumento de medição às exigências regulamentares.

De *Souza (2010, p.33)* retira-se que a *calibração* é o conjunto de operações que estabelece, em condições especiais, a correspondência entre o estímulo e a resposta de um instrumento de medir. De forma geral, quando se efetua uma calibração de um equipamento de medição está sendo determinada a relação (ou coerência) entre o valor de referência (correto) e a indicação na sua tela.

Outro termo muito utilizado quando se trata do assunto instrumentação topográfica é a *retificação*, que consiste em um conjunto de operações realizadas em um equipamento utilizando os parafusos de retificação, para corrigir o erro determinado no processo de verificação. Com a execução de tal processo busca-se que o equipamento volte a operar dentro de sua prescrição nominal inicial.

Souza (2010, p.73) apresenta uma discussão acerca da confiabilidade das medições efetuadas com um equipamento qualquer, cujas funções operacionais se deterioram gradativamente ao longo do tempo, em especial com o envelhecimento natural e fadiga dos componentes eletromecânicos. Assim, é fundamental a *verificação* rotineira do bom funcionamento dos níveis topográficos, *retificando-os* (se necessário), de forma que atendam aos requisitos operacionais e de qualidade previstos neste normativo técnico.

Com essas verificações e retificações rotineiras mantêm-se a confiabilidade sobre os dados coletados em campo e permite-se a rastreabilidade operacional do equipamento no decurso temporal entre a execução consecutiva desses processos. Em *Alves (2010, p.73)* é apresentada uma lista de fatores que devem ser levadas em consideração no estabelecimento da necessidade de o nível topográfico passar pelos processos de verificação e retificação, a saber:

- recomendação do fabricante do equipamento;

- experiência profissional ou desconfiança em relação aos valores que estão sendo mensurados pelo equipamento;
- exigências legais;
- histórico de manutenções do equipamento;
- longos períodos de trabalho e de armazenagem;
- ocorrência de choques mecânicos; e
- transporte por estradas vicinais.

3.2 Verificação e Retificação em Níveis Topográficos

Antes de iniciar o nivelamento geométrico propriamente dito, o operador do nível topográfico deve realizar uma primeira verificação no equipamento, que consiste em uma análise visual observando aspectos gerais, a fim de constatar se há avarias mecânicas, como partes quebradas ou amassadas. Nesse momento, cabe ao operador do nível topográfico identificar alterações estruturais significativas que possam prejudicar a qualidade do serviço. Qualquer mudança deve ser relatada em documento específico, guardando, portanto, o histórico de manutenções do equipamento.

Considerando que o nível topográfico é um equipamento de alta precisão, o seu operador deve observar as seguintes condições e boas práticas de uso:

- o tripé deve oferecer uma base firme e estável;
- os parafusos calantes devem oferecer estabilidade ao instrumento;
- o operador deve verificar se o nível está íntegro e sem avarias;
- o armazenamento do aparelho deve estar livre de umidade;

- as lentes devem estar limpas, sendo que a limpeza deve ser realizada com pano seco e macio;
- o operador deve evitar a incidência dos raios solares;
- o operador deve transportar preferencialmente o instrumento entre os pontos de instalação separado do tripé;
- os instrumentos devem ser transportados para o local de trabalho dentro de suas respectivas caixas, pois estas foram projetadas com proteção antichoque;
- os responsáveis pelo nível devem evitar que o instrumento fique sem uso ou manuseio por muito tempo, evitando que o lubrificante endureça; e
- os lubrificantes utilizados devem ser indicados pelo fabricante e utilizados, preferencialmente, por especialistas.

Após a finalização da etapa supracitada, o operador do nível topográfico deve verificar a ortogonalidade ou o paralelismo dos eixos principais do equipamento. Pela Figura 28 são apresentados os três eixos principais de um nível topográfico, seja ele ótico ou digital. O eixo ZZ', denominado de principal ou de rotação do equipamento, materializa a vertical local. Já o eixo HH', denominado de alidade, horizontal ou tangente central, está contido no plano do nível tubular e é perpendicular ao eixo principal ZZ'. Por fim, o eixo OO', denominado de linha de visada ou de colimação, deve ser paralelo ao eixo HH' e conseqüentemente perpendicular ao eixo ZZ'.

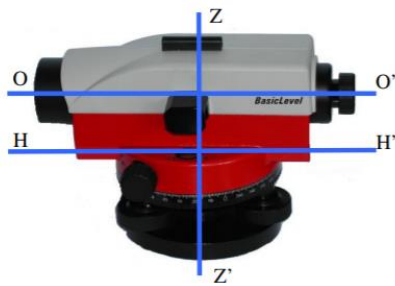


Figura 28 – Eixos principais do nível topográfico

Com base no exposto, o operador do nível topográfico deve, antes da sua utilização em campo, fazer as seguintes verificações (Figura 29):

- verticalidade do eixo principal ZZ' ; e
- erro de colimação vertical $L_R L_{R'}$ (ou $L_V L_{V'}$).

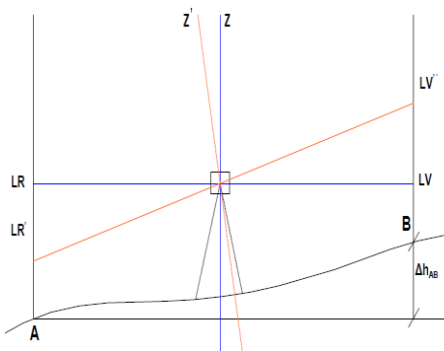


Figura 29 – Erros de verticalidade e de colimação

no qual:

- L_R refere-se à leitura na mira graduada de Ré com o equipamento isento de erro;
- L_V refere-se à leitura na mira graduada de Vante com o equipamento isento de erro;
- $L_{R'}$ refere-se à leitura na mira graduada de Ré com o equipamento apresentando os erros de verticalidade e colimação;
- $L_{V'}$ refere-se à leitura na mira graduada de Vante com o equipamento

apresentando os erros de verticalidade e colimação;

- Δh_{AB} representa o desnível entre os pontos A e B;
- Z refere-se ao eixo principal de um equipamento retificado; e
- Z' refere-se ao eixo principal de um equipamento não retificado.

3.3 Da Verticalidade do Eixo Principal

Faggion (2011, p.16) afirma que a verificação da verticalidade do eixo principal de um nível topográfico é extremamente importante, pois nenhum procedimento de coleta de dados em campo consegue eliminar esse erro sistemático.

Para tal verificação, o operador deve instalar o nível topográfico sobre o tripé, girando a alidade do equipamento até que o eixo de colimação fique ortogonal a dois parafusos calantes. Agindo nestes parafusos, em sentidos opostos, na mesma proporção (intensidade), fazendo com que a bolha circular desloque-se para a posição central do alvo (Figura 30).

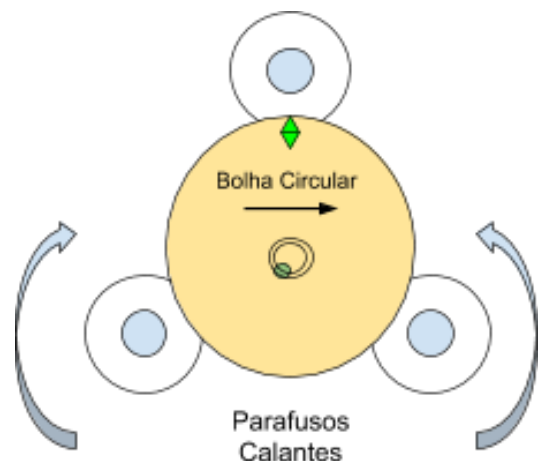


Figura 30 – Movimento de 2 parafusos calantes

Em seguida, girando o parafuso calante subsequente, na proporção necessária, desloca-se a bolha circular até o centro do alvo (Figura 31 e Figura 32). Com a execução

dessas etapas, tem-se o que se chama de “*calagem preliminar*”.

Após finalizar a etapa referente à “*calagem preliminar*”, rotaciona-se o equipamento em 90° em qualquer sentido, de forma que o nível circular esteja agora ortogonal à configuração definida anteriormente.

Verifica-se então se a bolha circular se manteve sob a posição central do alvo. Se a bolha circular se movimentar ligeiramente, faz-se o ajuste fino com o auxílio dos parafusos calantes, até que ela retorne para a posição central do alvo.

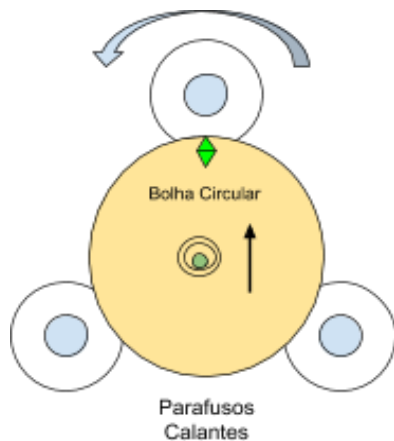


Figura 31 – Movimento no 3º parafuso calante

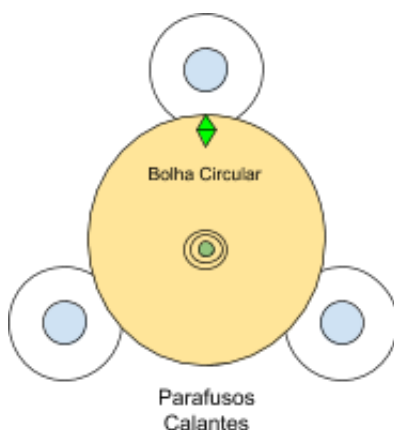


Figura 32 – Bolha circular centrada – nível calado

Girando livremente o equipamento, a bolha circular deve manter-se sempre na posição central do alvo. Esta é a etapa final da verificação, a qual é chamada de “*calagem*

definitiva” do nível topográfico. Caso isso não ocorra, a verticalidade do eixo principal ZZ' está comprometida, devendo ser retificada (Figura 33).

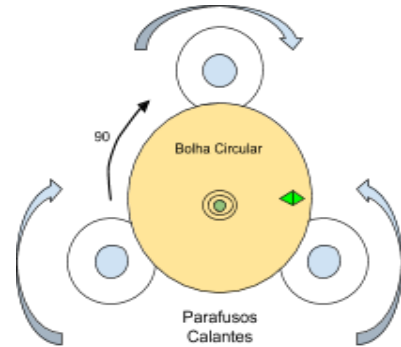


Figura 33 – Bolha circular – rotação de 90°

Verificado que o eixo vertical do nível topográfico não esteja na posição correta, o equipamento passará pelo processo de retificação. Para isso, faz-se inicialmente a “*calagem preliminar*”, mantendo um par de parafusos calantes paralelos à bolha circular. Em seguida, rotaciona-se o equipamento em 180°. Como sabido, o eixo vertical do equipamento não está retificado, portanto a bolha circular se afastará da posição central do alvo.

A retificação se processa corrigindo a metade do deslocamento da bolha circular com os parafusos calantes paralelos, evidenciados na Figura 30, e a outra metade nos parafusos de retificação, evidenciados na Figura 34. Isso fará, portanto, que a bolha circular retorne para a posição central do alvo.



Figura 34 – Parafusos de retificação

Por fim, rotaciona-se novamente o equipamento em 180° , retornando-o para a posição inicial desse processo. O operador deve verificar se a bolha circular manteve-se sob a posição central do alvo. Caso isso não ocorra, deve-se repetir o processo de retificação quantas vezes forem necessárias.

Após a retificação do eixo principal (ZZ') do nível topográfico, deve-se proceder à retificação do eixo de colimação (OO').

3.4 Do Erro de Colimação

Durante o transporte, mesmo armazenados apropriadamente, os níveis topográficos estão sujeitos a trepidações devido às más condições das estradas. Por este motivo, além do teste de verticalidade do eixo principal, é necessário realizar testes de colimação, que visam identificar a falta de ortogonalidade entre os eixos supracitados.

Quando os eixos não estão ortogonais, observa-se um erro nas leituras efetuadas com o nível topográfico, o qual é comumente denominado de “*erro de colimação vertical*”. O efeito desse erro, ao longo de uma visada, é diretamente proporcional à distância formada entre o nível topográfico, a mira graduada e o valor da tangente desse erro angular. Assim, quanto maior a distância entre o nível topográfico e a mira graduada, maior será o efeito do “*erro de colimação vertical*” sobre as leituras efetuadas (Figura 35). Por isso é comum registrar o erro de colimação como uma variação vertical ao longo de uma unidade de distância (p.ex. $mm/100\ m$).

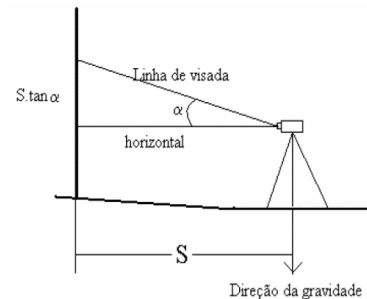


Figura 35 – Erro de colimação vertical – ângulo

Conhecendo essa relação, seria possível fazer as devidas correções nas leituras em função da distância entre o nível topográfico e a mira graduada. Contudo, não é prático fazer essa correção visto que o erro de colimação vertical pode ser eliminado a partir da manipulação dos parafusos retificadores. Na prática, quando o erro de colimação vertical for pequeno, ele pode ser negligenciado.

Para fins de quantificação, o Serviço Geológico Americano considera que o erro de colimação acima de $0,003ft/100ft$ (valor absoluto) deve ser ajustado (Kenney, 2010). No caso de nivelamento geométrico das seções de régua linimétricas das estações fluviométricas pertencentes à RHN, o erro de colimação vertical deve ser inferior ou igual a $4mm/100m$, o que corresponde aproximadamente a $8''$ de arco.

No início da campanha de cada roteiro de operação, devem ser realizados testes de colimação, sendo ideal executá-los antes de cada nivelamento geométrico.

Após qualquer ajuste ou manutenção, deve-se repetir o teste de colimação no equipamento. Esses testes, por sua vez, devem ser devidamente documentados para que seja possível verificar se a retificação foi executada corretamente, além de manter um histórico do equipamento.

Cabe ainda destacar que os sistemas ótico e digital são independentes, de tal modo que os testes de colimação vertical devem ser realizados nos dois sistemas, iniciando-se no

ótico para que a eventual retificação dele, não interfira na retificação do digital.

Como mencionado anteriormente, o efeito do erro de colimação vertical sobre as leituras realizadas é diretamente proporcional à distância entre o nível topográfico e a mira graduada. Assim, em um nivelamento geométrico composto (determinação do desnível entre os pontos 1 e 2), esse erro poderia ser eliminado caso fosse adotado o Método de Visadas Iguais, no qual as distâncias das visadas de Ré e de Vante são equidistantes (Figura 36).

Matematicamente derivam-se as Equações 3 e 4:

$$Lr = Lr' + \varepsilon$$

(Equação 3)

$$Lv = Lv' + \varepsilon$$

(Equação 4)

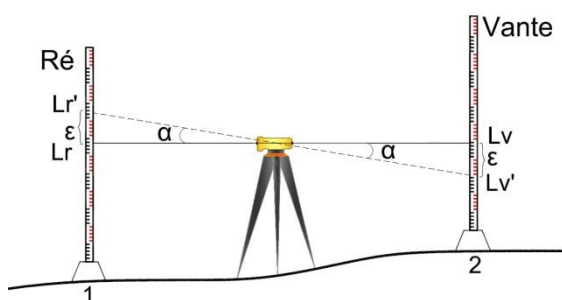


Figura 36 – Erro de colimação vertical – lance

no qual:

- L_r e L_v referem-se respectivamente às leituras na mira graduada de Ré e Vante, com o equipamento isento de erro;
- $L_{r'}$ e $L_{v'}$ referem-se respectivamente às leituras na mira graduada de Ré e Vante, com o equipamento apresentando os erros de colimação vertical;
- α é o erro de colimação vertical (angular); e
- ε é o efeito do erro de colimação vertical.

O desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH_{12}) é calculado pela subtração das Equações 3 e 4:

$$\Delta H_{12} = Lr - Lv$$

$$\Delta H_{12} = (Lr' + \varepsilon) - (Lv' + \varepsilon)$$

$$\Delta H_{12} = Lr' - Lv'$$

Equação 5

Pela Equação 5 é possível perceber que o efeito do erro de colimação vertical não interfere na determinação do desnível entre dois pontos, desde que seja aplicado o método de visadas iguais no nivelamento geométrico.

Como mencionado anteriormente, é possível efetuar leituras óticas e digitais com os níveis topográficos. Nesse sentido, ambas leituras poderão estar sob o efeito do erro de colimação em função da independência que elas guardam entre si. Por serem encontrados valores de leitura distintos, os dois sistemas devem passar pelo processo de retificação.

3.5 Da Retificação da Leitura Ótica

Para realizar a retificação da leitura ótica, em campo, o operador deve posicionar o instrumento de forma equidistante entre os pontos 1 e 2, que devem formar um lance de aproximadamente 45 metros. Após realizar a calagem do equipamento, o operador deve realizar as leituras óticas $L_{1'}$ e $L_{2'}$ sobre as miras topográficas posicionadas nos pontos 1 e 2, respectivamente. Em seguida, calcula-se o desnível formado entre os dois pontos ($\Delta H_{12_Ótico1}$). Destaca-se que nessa situação, o desnível determinado é real pois o erro de colimação é eliminado, em função da realização de visadas equidistantes (Figura 37).

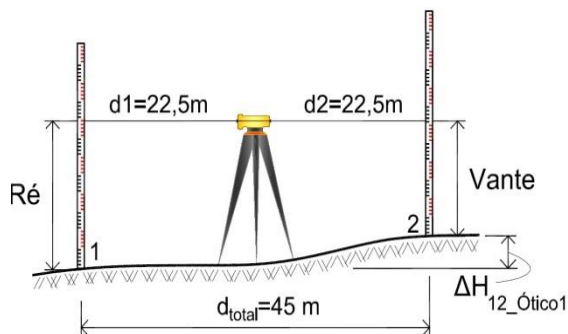


Figura 37 – Desnível sem erro de colimação leitura ótica

Na continuação do procedimento, o operador deve deslocar o instrumento para uma posição a 5 metros do ponto 1, fazendo a respectiva calagem do equipamento. Em seguida, deve-se realizar as leituras óticas L_3' e L_4' sobre as miras topográficas posicionadas sobre os pontos 1 e 2, respectivamente. Em seguida, calcula-se o desnível formado entre os dois pontos ($\Delta H_{12_Ótico2}$). Destaca-se que nessa situação, o desnível determinado está sob a influência do erro de colimação pois as visadas não são equidistantes (Figura 38).

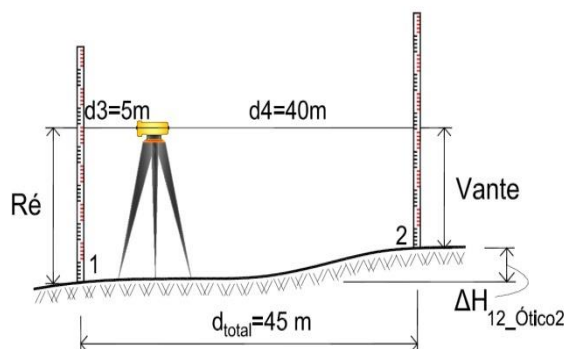


Figura 38 – Desnível com erro de colimação leitura ótica

Se a diferença entre esses desníveis calculados ($\Delta H_{12_Ótico1}$ e $\Delta H_{12_Ótico2}$), for maior que 2 mm é necessário efetuar a retificação do nível topográfico. Tal ajuste é feito por meio do parafuso de retificação ótica presente na parte superior da ocular do equipamento (Figura 39).



Figura 39 – Parafuso de retificação ótica

Como o efeito do erro de colimação é diretamente proporcional à distância da visada, a leitura na mira posicionada no ponto 1 é praticamente isenta do efeito desse erro. Assim, o efeito do erro de colimação observado está embutido quase completamente na visada de vante (ponto 2). Nesse sentido, com o movimento do parafuso de retificação ótica, faz com que o fio nivelador sobreponha exatamente a nova leitura de vante calculada no ponto 2, tomando-se como referência o desnível determinado com o equipamento posicionado de forma equidistante entre os pontos 1 e 2 (Equação 6).

$$L_5' = L_3' - (L_1' - L_2') \quad (\text{Equação 6})$$

no qual:

- L_5' : é a nova leitura de Vante, que corresponde ao termo necessário para a retificação ótica do nível topográfico;
- L_3' : corresponde a leitura de Ré executada sob a mira posicionada no ponto 1, com o nível topográfico distante a 5 metros; e
- $(L_1' - L_2')$: trata-se do desnível entre os pontos 1 e 2, determinado com o nível topográfico posicionado de forma equidistante.

Após a retificação da leitura ótica deve-se proceder ao *Peg-Test* pelo método de *Forstner* para as componentes ótica e digital. Para a leitura ótica, o *Peg-Test* servirá para garantir que o processo de retificação mecânica tenha sido realizado corretamente, enquanto para a leitura digital o *Peg-Test* demonstrará se o nível topográfico, nessa componente, estará apto para uso.

3.6 Do *Peg-Test*

Com base nas premissas descritas no tópico anterior, desenvolveram-se procedimentos de campo, denominados neste documento de *Peg-Test*, que verificam se o nível topográfico analisado se encontra dentro do padrão de acurácia previsto para o nivelamento geométrico das seções de réguas linimétricas.

Para o *Peg-Test* deve-se estabelecer uma base de medição formada por dois pontos (1 e 2) distantes entre si em 45 metros. Destaca-se que a variação altimétrica entre os pontos 1 e 2 deve ser pequena (terreno plano), de modo a minimizar o efeito da refração atmosférica. Da mesma forma, é essencial que o nível topográfico seja exposto ao ambiente pelo menos 10 minutos antes da execução desses procedimentos, para que sofra aclimatação e passe a operar com temperatura interna constante.

Existem alguns tipos de *Peg-Test*, cujas diferenças metodológicas encontram-se principalmente no posicionamento do nível topográfico em relação à mira graduada. Para o *Peg-Test* preconizado pelo Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS), em *Kenney (2010)*, o nível topográfico deve ser instalado duas vezes, em momentos distintos, sempre dentro do lance formado pelos pontos 1 e 2, aproximadamente a 2 metros de distância (Figura 40).

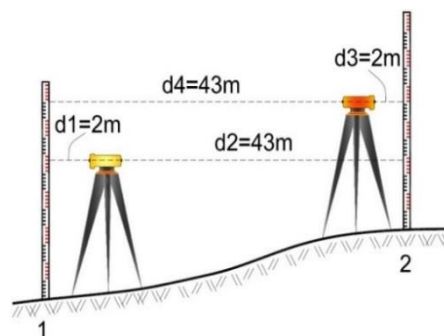


Figura 40 – *Peg-Test* (USGS)

Semelhantemente ao *Peg-Test* proposto pela USGS, ao adotar o método de *Forstner* para determinação do efeito do erro de colimação, instala-se duas vezes o nível topográfico dentro do lance formado pelos pontos 1 e 2, em momentos distintos, nas posições definidas pela divisão dessa base de medição em três partes iguais a 15 metros (Figura 41).

Há ainda um terceiro método, denominado na literatura de *Kukkamaki*. Porém, nesse caso, a base de medição tem uma extensão de 30 metros. O nível topográfico também é instalado duas vezes. Em momentos distintos, em uma dessas bases o equipamento é posicionado fora do lance a partir do ponto 2, a uma distância igual ao valor da base de medição (Figura 42).

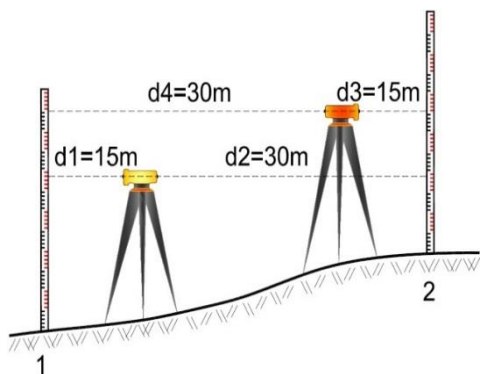


Figura 41 – Peg-Test (Método de Forstner)

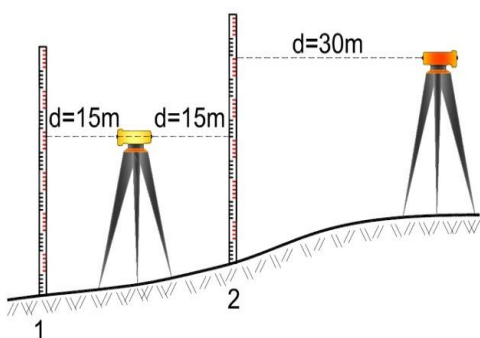


Figura 42 – Peg-Test (Método de Kukkamaki)

O Peg-Test pelo método da USGS é iniciado instalando o nível topográfico (ótico ou digital) a 2 metros do ponto 1. Faz-se a visada de Ré sobre a mira graduada posicionada sobre esse ponto e em seguida faz-se a visada de Vante sobre a mira graduada posicionada no ponto 2 (distância aproximada de 43 metros). Em seguida instala-se o nível topográfico a 2 metros do ponto 2. Faz-se a visada de Ré sobre a mira graduada posicionada sobre esse ponto e em seguida faz-se a visada de Vante sobre a mira graduada posicionada no ponto 1 (distância aproximada de 43 metros).

Matematicamente, para a primeira configuração, o desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH_{12}) é dado pela Equação 7, a saber:

$$\Delta H_{12} = L_1 - L_2$$

$$\Delta H_{12} = (L_1' + \varepsilon D_1) - (L_2' + \varepsilon D_2)$$

$$\Delta H_{12} = (L_1' - L_2') + (\varepsilon D_1 - \varepsilon D_2)$$

Equação 7

Enquanto, para a segunda configuração, o desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH_{12}) é dado pela Equação 8, a saber:

$$\Delta H_{12} = L_4 - L_3$$

$$\Delta H_{12} = (L_4' + \varepsilon D_4) - (L_3' + \varepsilon D_3)$$

$$\Delta H_{12} = (L_4' - L_3') + (\varepsilon D_4 - \varepsilon D_3)$$

Equação 8

igualando as Equações 7 e 8 tem-se:

$$\varepsilon = \frac{(L_1' + L_3') - (L_2' + L_4')}{(D_2 + D_4) - (D_1 + D_3)}$$

Equação 9

Como os métodos preconizados pela USGS, Forstner e Kukkamaki buscam a determinação do efeito do erro de colimação sobre uma visada, é comum expressá-lo em função da distância formada entre o nível topográfico e a mira graduada (p.ex. 2mm/100m). Por esta razão é que a Equação 10 normalmente aparece multiplicada por 100, ficando escrita da seguinte forma:

$$\varepsilon = 100 \frac{(L_1' + L_3') - (L_2' + L_4')}{(D_2 + D_4) - (D_1 + D_3)}$$

Equação 10

Os métodos de Forstner e Kukkamaki trabalham diretamente com a ideia de proporcionalidade do efeito do erro de colimação com a distância formada entre o nível topográfico e a mira graduada. No primeiro, o efeito do erro de colimação para as visadas de Vante corresponde ao dobro do valor para as visadas de Ré, pois o comprimento dessas visadas é duas vezes

maior às de Ré. Já, para o método de *Kukkamaki*, o efeito do erro de colimação para as visadas a partir de P2 (ponto externo ao lance 12) é respectivamente 2 e 4 vezes maior em relação ao observado para as visadas de Ré e Vante quando o nível topográfico encontra-se no ponto P1 (ponto interno ao lance 12).

Fazendo-se as devidas simplificações devido as proporcionalidades lineares das visadas, a Equação 11, pelos métodos de *Forstner* e de *Kukkamaki*, pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\varepsilon = \frac{10}{3} (L_{1'} + L_{3'}) - (L_{2'} + L_{4'})$$

Equação 11

Como mencionado anteriormente, o erro de colimação vertical para as leituras ótica e digital, para o nivelamento de réguas linimétricas da Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN), deve ser inferior ou igual a 4mm/100m, o que corresponde aproximadamente a 8" de arco.

Para a aplicação do *Peg-Test* pelo método de *Forstner*, deve ser utilizado o mesmo circuito de 45 metros adotado no processo de retificação da leitura ótica. Nesse caso, instala-se o nível topográfico a 15 metros do ponto 1, realiza-se a leitura de Ré (L_1') e anota-se a distância horizontal da visada (D_1). Em seguida, realiza-se a leitura de Vante (L_2'), sobre a mira topográfica posicionada no ponto 2, e anota-se a distância horizontal da visada (D_2). O técnico deve repetir a operação com o nível topográfico instalado na outra extremidade do lance à 15 metros do ponto 2. Por fim, empregando-se a Equação 10, calcula-se o efeito do erro de colimação. Caso o valor calculado seja maior do que 4mm/100m, o equipamento deve ser retificado. No caso da leitura ótica, o operador deve proceder novamente os procedimentos previstos nas Figura 37 a Figura 39 deste documento. Já no caso de leituras digitais, os níveis topográficos carregam internamente um programa de verificação e retificação, que

sempre deve ser realizado. Por fim, para a leitura digital, deve realizar o procedimento previsto na Figura 35 deste documento, sendo que o desnível calculado não deve exceder a 2 mm do valor de referência.

No Apêndice A – Testes de Retificação dos Níveis Topográficos encontra-se a ficha de campo referente a execução dos testes de retificação dos níveis topográficos empregados na operação da RHN.

4 Procedimento de Nivelamento Geométrico

A curva-chave relaciona a cota do curso d'água a partir da observação das réguas linimétricas e a vazão escoada na seção transversal. A princípio, esta relação é unívoca, sendo determinada a partir de um conjunto de observações simultâneas de cota e vazão formando uma série histórica de dados, os quais são válidos para determinado período de tempo.

Considerando que a medição direta de descarga líquida é um procedimento de custo elevado, estabelecer o uso de curvas-chaves torna-se uma possibilidade viável em várias aplicações da engenharia hídrica. Dessa forma, não se pode definir uma curva-chave de qualidade para um posto fluviométrico, sem a materialização correta e precisa de sua seção de réguas linimétricas. Por isso, é fundamental que os hidrometristas tenham total zelo na execução dos nivelamentos geométricos para garantir a acurácia e precisão no posicionamento altimétrico desses elementos.

4.1 Das Referências de Nível

Em campo, o operador deve identificar inicialmente todas as Referências de Nível (RNs) construídas na estação fluviométrica e verificar se as suas descrições se encontram na respectiva ficha descritiva. Na inobservância de algumas delas neste documento, o técnico, em seu relatório de operação, deve comunicar a presença de tais irregularidades para que

sejam devidamente corrigidas. Destaca-se que devem existir pelo menos três RNs para uma estação fluviométrica, sendo obrigatória a materialização de outras estruturas em campo, no caso de vandalismo ou decorrente da falta de estabilidade evidente do terreno.

Em seguida, o técnico deve proceder ao nivelamento geométrico das RNs, de modo a verificar a estabilidade dessas estruturas no terreno. Assim, caso a estação fluviométrica possua apenas três RNs, contando com aquela posicionada acima da cota de extravasamento máximo local, todas elas devem participar do processo de verificação das suas cotas (estabilidade). Para condições em que a estação fluviométrica possua quatro ou mais RNs, a estabilidade daquela instalada acima da cota de extravasamento máximo local deve ser verificada uma vez ao ano, ou sempre que o técnico de campo julgar necessário.

Para efetuar o procedimento de verificação das RNs, sugere-se posicionar o instrumento topográfico de forma equidistante entre elas, minimizando o efeito do erro de colimação instrumental sobre as leituras efetuadas. Deve-se tomar como referência (ponto de partida) a RN que o técnico considere ser a mais conveniente para a execução da atividade ou a que esteja previamente definida na ficha descritiva da respectiva estação fluviométrica.

Após realizar a calagem do equipamento, o técnico deve realizar a leitura de Ré na mira topográfica posicionada sobre a RN de partida. A *posteriori*, empregando o processo de irradiação (visada intermediária), faz-se as leituras de Vante nas miras topográficas

posicionadas sobre as demais RNs da estação fluviométrica. Outra possibilidade para a verificação das cotas das RNs é o emprego do nivelamento geométrico composto, passando, obrigatoriamente, por todas as RNs da estação fluviométrica.

Por fim, após realizar o nivelamento e contranivelamento das RNs, calcula-se o erro de fechamento (E_F), que é a diferença entre a cota inicial (RN_1) e a cota final (RN_1C). Para saber se esse erro está dentro do padrão estabelecido, calcula-se o erro de fechamento permitido (E_P). Por fim, se o valor do erro de fechamento for maior que 5 mm, em comparação ao valor constante na ficha descritiva, deve-se proceder um novo levantamento.

Persistindo essa diferença, o técnico deve identificar a RN que sofreu deslocamento vertical, calcular a sua nova cota, registrá-la no corpo dessa estrutura de referência ou na chapa de identificação, além de relatar o ocorrido nas fichas descritiva e de inspeção. Caso seja observada a alteração da cota da mesma RN em três visitas consecutivas, deve ser instalada uma nova RN em local mais estável.

4.2 Das Réguas Linimétricas

Após realizar o nivelamento geométrico das RNs, o técnico deve proceder ao nivelamento geométrico das réguas linimétricas, inclusive a determinação da cota referente ao nível d'água, a qual deve ser tomada preferencialmente sobre a régua linimétrica². Para tal, deve-se tomar como referência uma das RNs da

² Alternativamente e de forma complementar, pode-se tomar as medidas na margem, determinando essa cota de forma indireta.

estação fluviométrica, a qual servirá de ponto de partida do nivelamento geométrico, devendo ser empregada a metodologia já explicitada anteriormente. Para fins de registro, as informações referentes a este processo devem ser disponibilizadas em uma planilha específica, conforme preconizado no Apêndice B – Exemplo de preenchimento da Ficha de Nivelamento Geométrico, no qual é apresentado que o técnico pode, a seu critério, realizar o nivelamento e contranivelamento em circuito único (contendo as RNs, cota do NA e réguas linimétricas).

Além disso, deve-se, preferencialmente, durante o processo de nivelamento geométrico, posicionar a mira topográfica na parte inferior das réguas linimétricas, de modo a minimizar o impacto decorrente da falta de verticalidade imposta pela imperícia do auxiliar ou devido a ação de ventos no instante da tomada das leituras.

Em termos do erro de fechamento permitido desse processo, tem-se que deve ser calculado pela Equação 1, presente no item 2.3 deste Capítulo. Caso o erro de fechamento seja superior ao permitido, o técnico deve repetir o processo de nivelamento geométrico de todos os elementos observados previamente, inclusive réguas linimétricas e NA.

Caso o erro de fechamento seja inferior ou igual ao permitido, o técnico poderá proceder ao cálculo das cotas das réguas linimétricas. Estas, por sua vez, são determinadas pelo valor médio obtido entre as leituras realizadas no nivelamento e no contranivelamento após a distribuição do erro de fechamento. Assim, caso a diferença entre as cotas calculada (em campo) e a teórica (ficha descritiva), para cada uma das réguas linimétricas, seja superior a 5 mm, o técnico deve efetuar o ajuste vertical de forma manual por meio dos parafusos de fixação. Não obstante, o técnico deve comprovar que o ajuste manual realizado por ele na(s) régua(s) linimétrica(s) está(ão) correto(s). Para tal, deve-se proceder novamente ao nivelamento geométrico, porém

restrito apenas às réguas linimétricas modificadas em seu posicionamento vertical, tomando-se como base as referências de nível (RNs) e/ou pontos de passagem empregados na determinação altimétrica inicial dessa feição. Nessa verificação não será necessário realizar o contranivelamento.

Para exemplificar o procedimento, no Apêndice B – Exemplo de preenchimento da Ficha de Nivelamento Geométrico apresenta-se o nivelamento geométrico de uma estação fluviométrica pertencente a RHN. Nesse caso, tem-se três referências de nível, denominadas por RN1, RN2 e RN3, devidamente descritas na respectiva ficha descritiva da estação fluviométrica.

Além dessas estruturas físicas, existem cinco réguas linimétricas na referida estação fluviométrica, sendo denominadas por L0002, L0203, L0304 e L0405 cujo prefixo “L” decorre da palavra “lance” e os números, indicam na sequência, a menor e a maior cota do lance da régua linimétrica, sendo que esta nomenclatura deve ser utilizada obrigatoriamente pelo técnico.

O número de lances de réguas linimétricas dependerá da morfologia da estação fluviométrica. Normalmente, um lance de réguas linimétricas possui uma variação altimétrica de 1 metro. Mas, em situações em que a declividade da margem do rio for acentuada, pode-se empregar lances maiores, de modo que a nomenclatura a ser adotada deve seguir a mesma sistemática da nomenclatura padrão (p.ex. L0204).

De forma complementar, são usados os sufixos “P” ou “T” após a nomenclatura das réguas linimétricas para identificar o local de tomada das leituras. Quando o posicionamento da mira topográfica for coincidente com a base inferior da régua linimétrica (popularmente designado por “pé”), deve-se empregar o sufixo “P” após a identificação primária da régua linimétrica (p.ex. L0102P). Do mesmo modo, quando o posicionamento da mira topográfica for

coincidente com base superior da régua linimétrica (comumente designado por “topo”), deve-se empregar o sufixo “T” após a identificação primária da régua linimétrica (p.ex. L0203T).

Ainda no exemplo, percebe-se que o técnico fez o uso de dois pontos de passagem na execução desse nivelamento geométrico, designados por PS1 e PS2. Estes, por sua vez, servem de apoio ao desenvolvimento do nivelamento geométrico, caracterizando-se por estruturas físicas previamente materializadas no terreno ou possuindo simplesmente um caráter provisório (piquetes, chave-de-fenda, parafusos, corpos de prova, entre outros).

Independentemente do seu tipo condicional, essas estruturas devem ser estáveis no terreno, de modo a evitar a ocorrência de deslocamentos verticais durante a execução do nivelamento geométrico, o que poderia prejudicar a sua qualidade final.

Da mesma forma que ocorre para as réguas linimétricas, o número de pontos de passagem decorre da morfologia local. Nesse caso, sempre é empregado um sufixo numérico sequencial, o qual é crescente a contar da parte superior em direção a parte inferior da seção de réguas linimétricas.

Indica-se por NA1 e NA1C, o nível d'água observado durante o processo de nivelamento e contranivelamento geométrico, respectivamente. O valor médio dessas observações deve corresponder a leitura no nível d'água da régua linimétrica que se encontra parcialmente submersa. Nesse caso, se a diferença entre a leitura da régua linimétrica parcialmente submersa e o valor médio do nível d'água observado for superior a 5 mm, o técnico deve realizar o ajuste altimétrico desse lance. Além disso, deve-se proceder à comprovação dessa adequação seguindo o mesmo padrão empregado no ajuste das réguas linimétricas.

Por fim, para distinguir as cotas dos elementos determinados nos processos de nivelamento e contranivelamento emprega-se o sufixo “C” para estas últimas mensurações. Além disso, adota-se o sufixo “COR” para indicar o lance de régua linimétrica corrigido.

Apêndice A – Testes de Retificação dos Níveis Topográficos



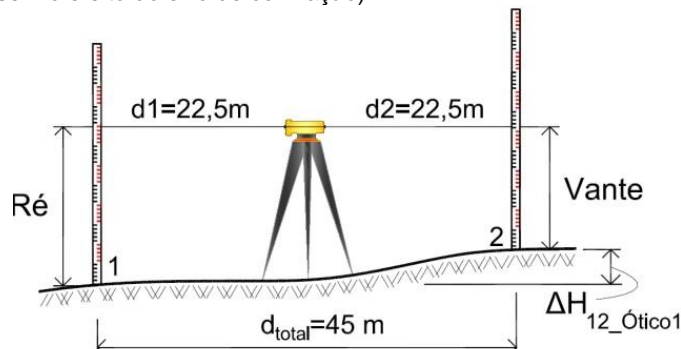
REDE HIDROMETEOROLÓGICA NACIONAL

TESTES DE VERIFICAÇÃO – NÍVEL TOPOGRÁFICO (PEG-TEST)

Responsável: _____	Data: ___/___/___ Hora:__:__
Patrimônio do Equipamento: _____	Nível topográfico / tipo: () Ótico () Digital
Condição do tempo: () Sol () Nublado	Exposição nível: () Sol () Sombra () Cobertura
Temperatura °C: _____	Acessório / Guarda sol: () Sim () Não
Eixo do nível da alidade (base) perpendicular ao eixo vertical: () Sim () Não	
Em caso negativo, foi possível realizar o ajuste? () Sim () Não	

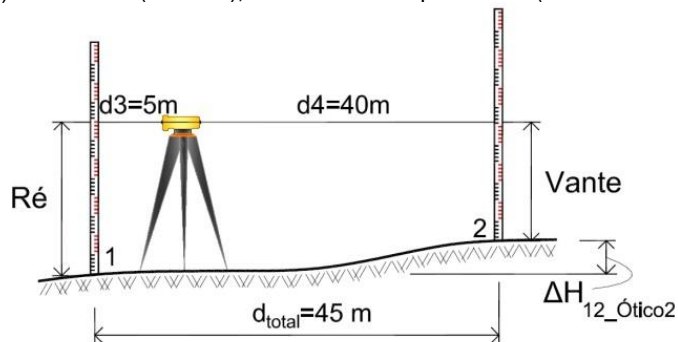
Leitura ótica

- Determinação do desnível entre os Pontos 1 e 2 empregando uma linha de visada em dois pontos equidistantes (sem o efeito do erro de colimação).



Leitura na mira no ponto 1 (L_{R1})	Leitura na mira no ponto 2 (L_{V2})	Desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH_{12A})

- Instalar o equipamento a 5 metros da mira posicionada sobre o ponto 1 e executam-se as leituras óticas de RÉ (Ponto 1) e de Vante (Ponto 2), de forma não equidistante (sob o efeito do erro de colimação).



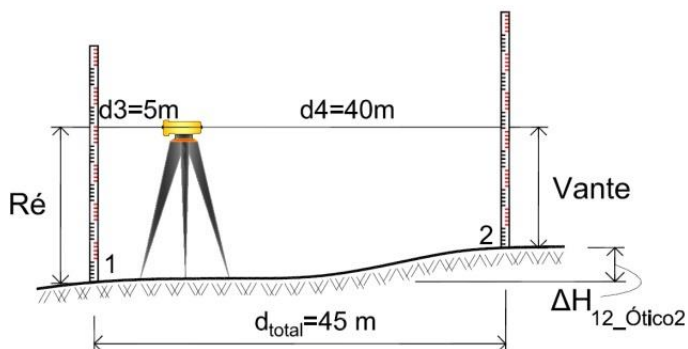
Leitura na mira no ponto 1 (L_{R3})	Leitura na mira no ponto 2 (L_{V4})	Desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH_{12B})

- Cálculo do Erro de Colimação

(ΔH_{12A})	(ΔH_{12B})	Erro de Colimação $(\Delta H_{12A} - \Delta H_{12B})$

OBS: Se o Erro de Colimação for maior que 2 mm é preciso retificar o equipamento e repetir o teste.

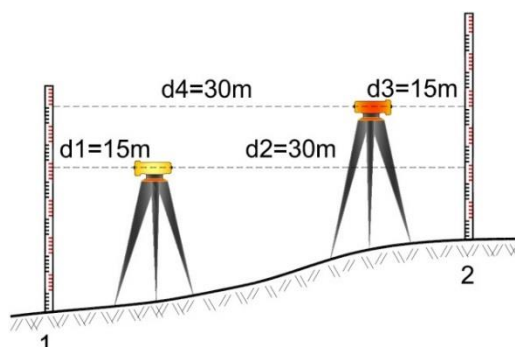
- Correção do Erro de Colimação (L_{R5})



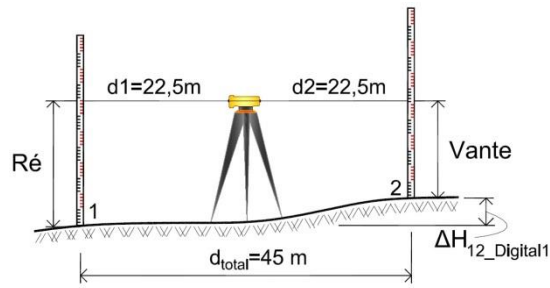
$L_{R5} = L_{R3} - (L_{R1} - L_{V2}) =$	
---	--

Leitura Digital (Modelo do nível topográfico – FOIF EL302A – Método de *Forstner*)

- Para a execução do Peg-Test Digital utilize a mira topográfica com o código de barras e a programação do próprio equipamento;
- Ligue o aparelho (Power);
- Selecione a opção “Config”;
- Selecione a opção “Ajustamento”;
- Marque as opções “CorrCurvatura” e “Corr. Refração”;
- Aperte em “Continuar”;
- Selecione a opção “Sim” e aperte em “Enter”;
- Após a finalização do procedimento, selecione a opção “Sim” para retificar o nível topográfico.

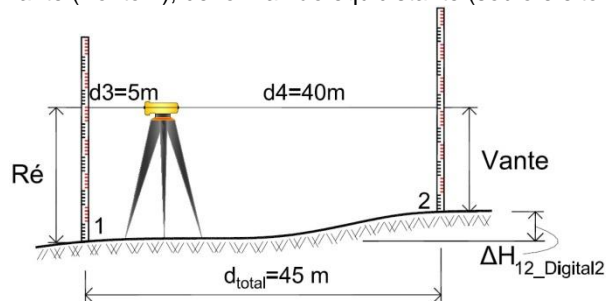


- Determinação do desnível entre os Pontos 1 e 2 empregando visadas equidistantes entre dois pontos (sem o efeito do erro de colimação).



Leitura na mira no ponto 1 (LR ₁)	Leitura na mira no ponto 2 (LV ₂)	Desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH _{12A})

- Instalar o equipamento a 5 metros da mira posicionada sobre o ponto 1 e executa-se as leituras óticas de RÉ (Ponto 1) e de Vante (Ponto 2), de forma não equidistante (sob o efeito do erro de colimação).



Leitura na mira no ponto 1 (LR ₃)	Leitura na mira no ponto 2 (LV ₄)	Desnível entre os pontos 1 e 2 (ΔH _{12B})

- Cálculo do Erro de Colimação

(ΔH _{12A})	(ΔH _{12B})	Erro de Colimação (ΔH _{12A} - ΔH _{12B})

OBS: Se o Erro de Colimação for maior que 2 mm é preciso retificar o equipamento.

Apêndice B – Exemplo de preenchimento da Ficha de Nivelamento Geométrico



AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS



SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL
CPRM

REDE HIDROMETEOROLÓGICA NACIONAL

Estação: PONTE DO CEDRO

Código: 60910000

Rio: VERDE

Régua (cm): 185/500

Data: 08/07/2020

Responsável: LEONARDO

Hora: 08:57

Modelo do Nível: EL 302A-FOIF

Patrimônio: 650.98570059

Resultado PEG-TEST (mm) Leitura ótica:

1,52

Leitura Digital: 1,49

LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO

Identificação	Ré	Vante	Plano (mm)	Cota	Correção	Cota Corr.	Cota Média
RN1	0542		6495	5953		5953	5953
RN2		1021		5474	-0,75	5475	5474
RN3		2299		4196	-0,75	4197	4197
L0405P		2499		3996	-0,75	3997	3999
L0304P		3497		2998	-0,75	2999	3000
PS1	1905	3137	5263	3358	-0,75	3359	3359
L0203P		3270		1993	-1,50	1995	1993
NA1		3411		1852	-1,50	1854	1852
PS2		2771		2492	-1,50	2494	2494
PS2C	2047		4539	2492	-1,50	2494	
NA1C		2690		1849	-2,25	1851	
L0203PC		2550		1989	-2,25	1991	
PS1C	3015	1183	6371	3356	-2,25	3358	
L0304PC		3373		2998	-3,00	3001	
L0405PC		2373		3998	-3,00	4001	
RN3C		2177		4194	-3,00	4197	
RN2C		900		5471	-3,00	5474	
RN1C		0421		5950	-3,00	5953	
PS1	2007		5366	3359			3359
L0203PCOR		3367		1999			1999
PS2		2872		2494			2494

$\sum R\acute{E} = 7509$

$\sum Vante = 7512$

$CF - CI = 5950 - 5953$

$\sum R\acute{E} - \sum Vante = CF - CI \rightarrow 7509 - 7512 = 5950 - 5953 = -3 \text{ mm}$

$EF = CI - CF \leq EP$


$EP = 2\sqrt{n} = 2\sqrt{4} = 4 \text{ mm}$



$Correção = \frac{(CF - CI)}{n} = \frac{(5950 - 5953)}{4} = -0,75 \text{ mm}$

$CI - \text{Cota Inicial} / CF - \text{Cota Final} / C - \text{Correção} / \text{Cota}_{\text{corrigida}} = \text{Cota}_{\text{Levantada}} - \text{Correção}$

$EF - \text{Erro de Fechamento} / EP - \text{Erro de Fechamento Permitido} / \sqrt{n} - \text{Raiz do número de instalações do Nível}$

Anexo 1 – Exemplo de Nivelamento Geométrico empregando o Nível FOIF EL-320A

 GEOAUTO - GEOAUTO

RN Partida Inserir Linha  Excluir Linha  Perímetro m

Tipo de Circuito Erro Obtido m

PV	Descrição	D.H.	Ré	Intermed	Vante	HI	Cota Prev.	Correção	Cota
RN1	RN	33,077	0,911			3,954	3,043	0,000	3,043
RN2	RN	28,367		0,884		3,954	3,070	0,000	3,070
L23P	RÉGUA	22,184		1,957		3,954	1,997	0,000	1,997
PS1	PS	26,013			1,985	3,954	1,969	0,000	1,969
PS1	PS	18,810	0,767			2,736	1,969	0,000	1,969
L12P	RÉGUA	16,462		1,745		2,736	0,992	-0,001	0,991
NA1	NA	59,896		2,630		2,736	0,107	-0,001	0,106
PS2	PS	36,997			2,331	2,736	0,406	-0,001	0,405
PS2	PS	25,889	2,101			2,505	0,406	0,000	0,405
NA2	NA	48,964		2,400		2,505	0,106	-0,001	0,105
L12PC	RÉGUA	8,246		1,514		2,505	0,992	-0,001	0,991
PS1C	PS	30,108			0,535	2,505	1,972	-0,001	1,971
PS1C	PS	25,034	1,962			3,933	1,972	0,000	1,971
L23PC	RÉGUA	21,317		1,936		3,933	1,998	-0,001	1,997
RN2C	RN	29,561		0,862		3,933	3,072	-0,001	3,071
RN1C	RN	34,111			0,889	3,933	3,045	-0,001	3,043
PS1	PS	20,000	0,767			2,736			1,970
L12PCOR	RÉGUA	15,000		1,737					1,000
PS2	PS	42,000			2,331				0,405

Referências Bibliográficas – Capítulo 1

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13133**: Execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

BRASIL. **Decreto-Lei nº 243, de 28 de fevereiro de 1967**. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/decreto-lei/1965-1988/Del0243.htm . Acesso em: 20 de outubro de 2019.

BRASIL. **Lei Federal nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997**. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l9433.htm . Acesso em: 25 de outubro de 2020.

BRASIL. **Decreto Federal nº 6.666, de 27 de novembro de 2008**. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2008/decreto/d6666.htm . Acesso em: 12 de agosto de 2020.

BRUM, Everton Valdomiro Pedroso. **Verificação e classificação de níveis de acordo com normas internacionais**. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas). Curitiba: UFPR, 2005.

COSTI, Ana Carolina Zoppas; ALVES, Fabrício Vieira; ENGEL, Diana Wahrendorff; CANDIDO, Márcio de Oliveira. **Contribuição dos usuários de dados (stakeholders) para o projeto da Rede Hidrometeorológica Nacional de Referência – RHNR**. In: XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, 2019.

FAGGION, Pedro Luís. **Considerações sobre instrumentação topográfica**. Apostila da Disciplina de Levantamentos. Curitiba, UFPR, 2011.

GEMAEEL, Camil. **Introdução ao ajustamento de observações**: aplicações geodésicas. Curitiba: Ed. UFPR, 1994.

INMETRO. **Vocabulário internacional de termos de metrologia legal**. 4. ed. Rio de Janeiro: INMETRO, 2005.

KENNEY, Terry A.. **Levels at gaging stations**: U.S. Geological Survey techniques and methods 3-A19. Virginia (EUA): USGS, 2010.

MOREIRA, Daniel Medeiros. **Geodésia aplicada ao monitoramento hidrológico da bacia amazônica**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2016.

PORTO, Rubem La Laina; FILHO, Kamel Zahed; DA SILVA, Ricardo Martins. **Medição de vazão e curva-chave**. São Paulo: EPUSP, 2001.

SOUZA, Iara Alves Martins de. **A calibração de instrumentos de medições topográficas e geodésicas**: em busca da acreditação laboratorial. Dissertação (Mestrado em Engenharia). São Carlos: USP, 2010.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Hidrologia**: ciência e aplicação. 4.ed. Porto Alegre: UFRGS, 2013.

CAPÍTULO II - DO LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO

1 Conceitos Básicos Sobre Levantamentos Planialtimétricos

1.1 Das Estações Fluviométricas

Do Inventário das Estações Fluviométricas, documento publicado pela ANA, em 2009, retira-se que: “A hidrologia, ciência natural que se ocupa do estudo dos recursos hídricos em todo o ciclo hidrológico, tem um importante papel para o conhecimento das quantidades, distribuições e características hídricas das diversas regiões, contribuindo para a melhor gestão dos recursos hídricos disponíveis”. Ainda, Pereira et al. (2003) complementam o exposto acima ao dizer: “Os dados fluviométricos são indispensáveis para os estudos de aproveitamentos hidroenergéticos, assim como para o atendimento a outros segmentos, como o planejamento de uso dos recursos hídricos, previsão de cheias, gerenciamento de bacias hidrográficas, saneamento básico, abastecimento público e industrial, navegação, irrigação, transporte, meio ambiente e muitos outros estudos de grande importância científica e socioeconômica”.

Sendo assim, consideramos que a hidrologia é um dos componentes integradores das diversas políticas públicas nacionais, em especial as relativas à gestão de recursos hídricos. De forma geral, as bases cartográficas utilizadas nessas políticas públicas empregam os Sistemas de Referência Geodésicos definidos pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Assim, para que a interoperabilidade física das bases cartográficas das diferentes entidades que atuam na implementação das políticas públicas seja totalmente plena, com integridade de referencial, é fundamental que elas tenham sido elaboradas sob um mesmo Sistema de Referência Geodésico ou que se conheçam os parâmetros de transformação entre elas.

A materialização em campo das estações fluviométricas se dá por meio de RNs (vértices),

sobre as quais são determinadas as suas coordenadas tridimensionais (latitude, longitude e altitude/cota). No caso das estações fluviométricas da Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN), no seu estágio atual, as suas coordenadas planimétricas são comumente determinadas com rastreadores de sinais de satélites de navegação (receptores), cuja acurácia pode variar de 5 a 10 metros, e as coordenadas altimétricas possuem uma natureza totalmente arbitrária (referencial local), não possuindo nenhum vínculo a qualquer Sistema Geodésico Altimétrico. Eventualmente, em função de necessidades específicas em um projeto especial ou em estações próximas ao nível do mar, as cotas arbitrárias podem coincidir ou serem próximas numericamente com o valor da altitude.

Para algumas finalidades, como a navegação terrestre do veículo de operação da RHN, ao longo das rodovias e estradas vicinais, ou mesmo na localização do ponto de monitoramento em campo, o posicionamento com receptores de navegação é tolerável. Porém, em outras aplicações, a acurácia desses equipamentos está muito aquém da necessária, entre elas pode-se destacar: levantamentos batimétricos, o mapeamento urbano, e a simulação de desastres naturais ou rompimento de barragens.

Grande parte dos mapeamentos urbanos são confeccionados atendendo aos padrões de exatidão cartográfico digital (PECD) compatíveis com a escala 1:2.000, na Classe A. Nesses casos, 90 % dos pontos bem definidos numa carta topográfica, quando testados no terreno, não poderão apresentar erros planimétricos e altimétricos (resíduos) superiores a 27 e 50 cm, respectivamente. Da mesma forma, o erro padrão planimétrico e altimétrico (dispersão amostral) deve ser inferior a 17 e 33 cm, respectivamente. Assim, em uma condição ideal, os modelos

hidrológicos deveriam trabalhar com dados espaciais primários com acurácia superior a supracitada, de modo que as simulações de cenários futuros para a representação de escoamentos superficiais, com a presença de estruturas civis ainda não construídas, ou simplesmente em decorrência de um evento hidrológico extremo, sejam assertivos.

De outro modo, a locação em campo dessas estruturas civis e a delimitação das manchas de inundação empregam acurácias superiores as vinculadas a escala 1:2.000. Nesses casos, é comum observar a confecção de plantas topográficas na escala 1:500 ou superior, o que acarreta minimamente em uma acurácia quatro vezes superior à destacada para a escala 1:2.000.

Da mesma forma, a definição precisa do perfil longitudinal dos cursos d'água, especialmente em bacias hidrográficas de baixa declividade (p.ex. Pantanal ou Amazônica), só é possível de ser alcançada, caso as Referências de Nível (RNs) das estações pluviométricas que são empregadas na observação das flutuações de nível desses rios, estejam atrelados ao mesmo Referencial Altimétrico, e as suas altitudes ortométricas tenham sido determinadas com alta acurácia.

1.2 Das Estações Pluviométricas

Em relação à determinação das coordenadas planialtimétricas das estações pluviométricas da RHN é possível afirmar que não há, até o presente momento, uma metodologia padronizada na forma de sua obtenção.

Até meados desta década, o banco de dados hidrológicos HIDRO, cuja manutenção é de responsabilidade da Agência Nacional de Águas (ANA), ainda guardava estações pluviométricas com coordenadas planimétricas obtidas por meio da interpolação linear de Cartas Topográficas pertencentes ao Mapeamento Sistemático Nacional, as quais são construídas em diversas escalas (1:1.000.000 a 1:50.000), o que, por si só,

poderia levar a erros posicionais da ordem de 1 km. Além disso, historicamente, essas Cartas Topográficas eram confeccionadas em diversos sistemas de referência (Astro Chuá, Córrego Alegre e SAD-69), cuja informação nunca foi registrada no ambiente de metadados do banco de dados supracitado, acarretando erros posicionais (ou incongruências) da ordem de 100 a 200 metros.

Atualmente, pela praticidade operacional, as coordenadas planimétricas das estações pluviométricas (devidamente registradas no banco de dados HIDRO) são determinadas com rastreadores de sinais de satélites de navegação, cuja acurácia pode variar de 5 a 10 metros. Outro benefício obtido com essa prática foi a padronização no sistema de referência planimétrico adotado: SIRGAS2000.

Da mesma forma que na determinação planimétrica, as altitudes das estações pluviométricas são obtidas de fontes difusas: interpolações lineares a partir de curvas de nível de Cartas Topográficas pertencentes ao Mapeamento Sistemático Nacional, pela variação da pressão atmosférica determinada por barômetros, por nivelamento geométrico a partir de RNs pertencentes ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB), por rastreamento de satélites com receptores de navegação (ou geodésicos) ou ainda extraídos de Modelos Digitais Globais de Terreno (p.ex. *SRTM – Shuttle Radar Topography Mission*).

Além disso, vários pesquisadores têm analisado o comportamento da variabilidade da distribuição espacial de chuva, destacando que esta, guarda forte correlação com outros parâmetros físicos, notadamente a altitude. Em regiões serranas, o efeito orográfico é evidente, na qual a dinâmica atmosférica é totalmente intrínseca com a variação morfológica do relevo. Nesse caso, os maiores totais pluviométricos ocorrem na face do relevo sob a qual se dá a ascensão da parcela de ar úmido, denominado por "*barlavento*". Ao transpor essa barreira orográfica, passando-se para a região denominada por "*sotavento*", o fluxo de ar

torna-se descendente e observam-se totais pluviométricos menores (Terassi et. al., 2017, p.126). Em Silva e Lima (2011, p.558) indica-se a possibilidade do uso do parâmetro altitude como covariável na determinação da distribuição espacial da precipitação. Por fim, em Carvalho e Da Silva (2006, p.43) retira-se que na construção de isoietas, a análise deve considerar os efeitos orográficos e a morfologia local.

Segundo a *Organização Mundial de Meteorologia* (PLUMMER, 2003, p.5) a necessidade por análises mais acuradas em relação aos efeitos decorrentes das mudanças climáticas e em função do compromisso em deter maiores avanços nos estudos de predição climática, fizeram com que o valor por dados climáticos de qualidade aumentasse nas últimas décadas. Apesar da altitude não ser uma variável climática propriamente dita, ela, como observado anteriormente, guarda uma boa correlação com os valores de precipitação, em especial nas áreas sujeitas ao efeito orográfico. Nesse sentido, para possuir um monitoramento climático multivariado de forma adequada, é fundamental que os erros associados às medições dos diversos parâmetros climáticos, ou a eles correlacionados, sejam minimizados, de modo a reduzir as incertezas e o impacto sobre as tomadas de decisão a serem sustentadas.

Assim, com base no exposto, é evidente que a informação altimétrica de uma estação pluviométrica deve ser acurada e proveniente de uma fonte de dados com uma metodologia de obtenção confiável. Nesse sentido, é possível afirmar que, com as novas técnicas de posicionamento geodésico, pode-se dispor de estações pluviométricas com uma acurácia altimétrica superior a 1 metro.

1.3 Da Determinação Planialtimétrica – Global Navigation Satellite System (GNSS)

Percebe-se que a acurácia planialtimétrica das coordenadas geodésicas das Referências de Nível (RNs), que definem as estações

fluviométricas, é compatível com a do Modelo Geoidal aplicado. Enquanto, para as estações pluviométricas, a acurácia posicional tridimensional deve ser da ordem de poucos metros.

A partir de 1990, do ponto de vista comercial, o posicionamento global por satélites, em especial o *Global Positioning System* (GPS), revolucionou a determinação das coordenadas planimétricas de vértices pertencentes a Rede Geodésica Nacional. Até aquela data, os levantamentos geodésicos eram realizados na superfície terrestre por meio de teodolitos óticos e medidores eletrônicos de distância, empregando-se comumente o método clássico da triangulação (formação de figuras triangulares justapostas).

A execução de tal procedimento era muito demorada, tendo em vista a presença de obstáculos naturais e artificiais na linha de visada desses instrumentos, o que obrigava os geodestas da época a construir e utilizar torres metálicas de observação, de modo a assegurar a intervisibilidade entre os vértices que constituíam essas figuras triangulares. Além disso, destaca-se que a execução de um levantamento geodésico por este método de posicionamento era totalmente dependente das condições climáticas, dificultando sobremaneira a sua operacionalização em campo. Com o advento dos sistemas de posicionamento globais por satélites, várias dessas condições operacionais foram superadas, de tal modo que os levantamentos geodésicos que levavam vários dias para serem executados, passaram a ser efetuados no intervalo de poucas horas.

Atualmente, é possível dispor de posicionamentos GNSS planialtimétricos com acurácias que variam de dezenas de metros à milímetros, dependendo do tipo de observável empregada nessa determinação e dos procedimentos adotados em campo. No caso altimétrico está se referindo a acurácia da altitude geométrica obtida com receptores

GNSS e não em relação a altitude ortométrica ou normal (nível do mar).

No caso do posicionamento com receptores GPS, o princípio fundamental consiste na determinação das pseudodistâncias a partir de dados oriundos dos códigos (C/A e P), das fases das portadoras (L_1 , L_2 e L_5) ou das combinações lineares dessas observáveis. De forma geral, a qualidade das pseudodistâncias determinadas a partir dos códigos é pior do que as obtidas aplicando-se as ondas portadoras. Por isso, os receptores de navegação (que empregam apenas os códigos) devem ser aplicados apenas para fins que não necessitem de grande acuracidade posicional, sendo restritos, portanto, para as atividades de navegação (*lato sensu*). Já os receptores denominados de “geodésicos”, que empregam a fase da onda portadora como observável básica, podem ser utilizados na navegação de precisão (levantamentos batimétricos e/ou geofísicos) ou no apoio de mapeamentos terrestres (levantamentos topográficos), cuja acurácia posicional varia de milímetros a poucos metros.

Em termos de métodos de posicionamento GNSS pode-se dividir em: absoluto e relativo (diferencial). Estes, por sua vez, subdividem-se em: instantâneo (tempo real) e pós-processado.

O posicionamento pelo método absoluto instantâneo caracteriza-se pela adoção de apenas um receptor GNSS para a determinação das coordenadas de uma estação em tempo real (Figura 1).

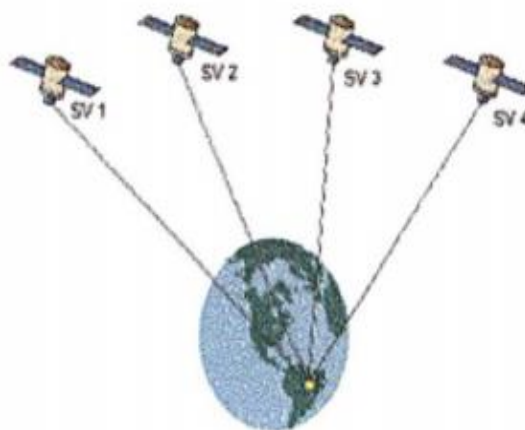


Figura 1 – Posicionamento absoluto

Por muito tempo, o posicionamento pelo método absoluto instantâneo empregava exclusivamente os códigos C/A (*Coarse Acquisition*) e P (*Precise*), fornecendo respectivamente dois níveis de serviços: o *Standard Positioning Service* (SPS) e *Precise Positioning Service* (PPS).

Em *Bisnath et al. (2018)* reafirma-se que o código P fornece mensurações mais precisas do que as efetuadas com o código C/A e que o uso de combinações lineares das ondas portadoras remove virtualmente os erros decorrentes do atraso ionosférico. Numericamente, até meados do ano de 2000, as acurácias posicionais, ao empregar o método absoluto instantâneo no âmbito do serviço SPS, eram de 100 metros horizontalmente e 156 metros verticalmente, em 95 % do tempo. Após aquela data, sem os efeitos da *Selective Availability* (SA), que degradavam as informações provenientes das efemérides e dos relógios dos satélites, essas acurácias passaram a ser de 5 - 10 metros horizontalmente e de 20 - 30 metros verticalmente, também em 95 % do tempo. A título de quantificação, extrai-se da literatura que a acurácia planialtimétrica do serviço PPS é de 5 a 10 vezes melhor do que a praticada no serviço SPS.

Enquanto acurácias obtidas nos serviços SPS e PPS são suficientes para muitos, senão para a maioria das aplicações civis, existem usos em que acurácias da ordem de 10 cm (ou mesmo

melhores do que 1 cm) são necessárias. Acurácias posicionais desta magnitude não podem ser fornecidas apenas com mensurações de pseudodistâncias (códigos), sendo o uso de mensurações a partir da fase das ondas portadoras passam a ser requeridas. Segundo *Teunissen e Kleusberg (1998, p.162)* a distância satélite-receptor é denominada de pseudodistâncias em função da falta de sincronização dos relógios dos satélites e do receptor com o tempo GPS, da imprecisão posicional das órbitas dos satélites, dos efeitos decorrentes das refrações troposférica e ionosférica, do multicaminho e dos erros inerentes a própria eletrônica do sistema.

Para contornar principalmente o impacto decorrente do efeito da *Selective Availability* (SA), em termos da acurácia posicional, desenvolveu-se, em meados da década de 80, o método de posicionamento relativo (ou diferencial). De *Prado (2001, p.26)* este método caracteriza-se pela observação simultânea dos sinais dos satélites em pelo menos duas estações distintas, sendo que uma delas possui coordenadas conhecidas em um sistema de referência. De forma geral, utiliza-se a fase da onda portadora, resolvendo-se as ambiguidades inteiras, como observável fundamental. Como resultado deste posicionamento, obtém-se o(s) vetor(es) que une(m) a estação de referência às demais estações a serem posicionadas. Normalmente, esses vetores são denominados na literatura por “*linha de base*” (Figura 2).

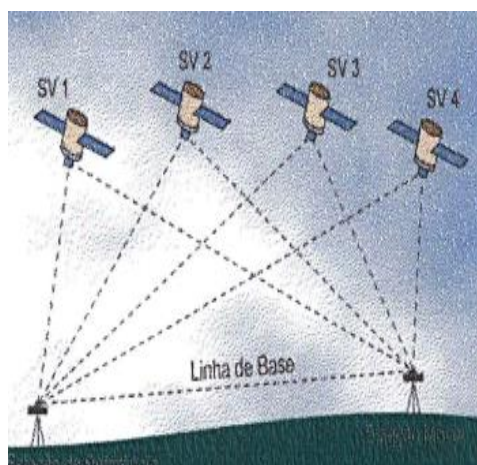


Figura 2 – Posicionamento relativo

A vantagem da utilização do método relativo é que para distâncias curtas (~20 Km) o comportamento dos erros sistemáticos referentes aos relógios dos satélites, das efemérides (órbitas) e da propagação dos sinais GNSS na atmosfera, afetam igualmente as duas estações, podendo ser eliminados ou minimizados. Assim, decorre que quanto mais o ponto, cujas coordenadas deseja-se determinar, afasta-se do vértice de coordenadas conhecidas, a acurácia posicional degrada-se sistematicamente.

Não se pode afirmar categoricamente que essa degradação seja diretamente proporcional com o aumento do comprimento de linha de base, em função dos erros de natureza local que impactam a qualidade posicional do posicionamento (p.ex. multicaminho), mas muito próximo daquela condição.

Inicialmente, todas as técnicas de posicionamento pelo método relativo resumiam-se a serem “pós-processados”, sejam elas de natureza estática ou cinemática. Assim, os levantamentos GNSS eram conduzidos em campo, mas a determinação das coordenadas planialtimétricas dos vértices de interesse sempre eram realizados *a posteriori* em escritório. Na Figura 3 são mostradas as acurácias esperadas e o tempo de ocupação em cada uma das estações para as seguintes técnicas: estático clássico, estático rápido, pseudocinemático, cinemático contínuo e “*stop and go*”.

TÉCNICAS	PERÍODO DE OCUPAÇÃO	ACURÁCIA
Estático Clássico	no mínimo 1 h	1 cm + (1ppm até 10 ppm)
Estático Rápido	entre 5 a 20 min	poucos centímetros
Pseudocinemático	entre 1 a 3 min	poucos centímetros
Cinemático Contínuo	-----	entre 10 cm e 1 m
Stop and Go	aproximadamente 1 min	poucos centímetros

Figura 3 – Acurácia com método relativo
Fonte: (Adaptado de CANADA, 1995, p.42)

Até o início da década de 90, não se tinha um posicionamento GNSS simultaneamente acurado e disponível em tempo real, de tal forma que a sua aplicabilidade era restrita a levantamentos cartográficos de baixa escala que precisam pouca acurácia posicional e aos usuários de navegação recreativa. Dentro desse contexto desenvolveu-se o método relativo em tempo real.

De Prado (2001, p.29) retira-se que o princípio básico deste método se vale do fato que duas estações (ou mais) que rastreiam os mesmos satélites têm seus erros, dentro de certos limites correlacionados. A ocupação de uma estação de coordenadas conhecidas (estação de referência) possibilita a quantificação dos erros inerentes ao posicionamento absoluto. Esses erros transmitidos à estação móvel (ou rover) como correções, designadas comumente por “*correções diferenciais*”, são utilizadas para posicioná-la relativamente à estação de referência em tempo real (Figura 4). Salienta-se que as correções diferenciais são transmitidas através de um enlace (*link*) de dados, em um formato apropriado, estabelecido pela *Radio Technical Commission for Maritime Services – Special Committe 104* (RTCM SC-104).

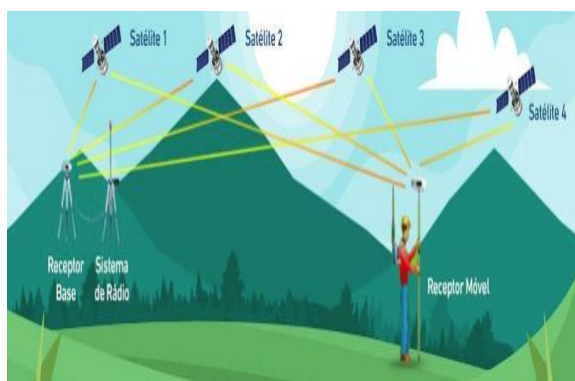


Figura 4 – Posicionamento GNSS em tempo real
Fonte: (Santiago & Cintra, 2017)

Dentro do método relativo (diferencial) em tempo real pode-se considerar algumas técnicas de posicionamento, a saber: o DGPS, o WADGPS (*Wide Area DGPS*), o RTK (*Real Time Kinematic*) e RTK-Rede (*Network Real Time Kinematic*). As principais diferenças entre

essas técnicas referem-se basicamente ao tipo de observável empregada e ao número de estações de referência. A observável básica das técnicas DGPS e WADGPS é o código e/ou código suavizado pela portadora, enquanto no RTK e no RTK-Rede é a fase da onda portadora (Krueger, 1996, p. 52-59).

Pode-se ainda diferenciar as técnicas WADGPS e RTK-Rede das demais, pois estas fundamentam-se no conceito de rede (no mínimo duas estações de referência), de tal maneira que as correções diferenciais são válidas para uma região e não mais para uma única estação de referência, como no caso das técnicas DGPS e RTK.

Na Figura 5 é apresentada uma Rede WADGPS pertencente a *Federal Aviation Administration* dos Estados Unidos, em que as correções diferenciais são válidas para boa parte da América do Norte e são transmitidas ao usuário final por meio de satélites geostacionários.

O enlace de dados (ou de comunicação) trata-se de uma componente essencial no método relativo em tempo real (Prado, 2001, p.44). De forma geral, a escolha do padrão de comunicação a ser empregado no sistema de correções diferenciais está diretamente relacionado com a capacidade da taxa de transmissão e do alcance propiciado. Destaca-se que os tipos de enlaces de comunicação mais utilizados atualmente são: rádio transmissão (VHF/UHF), satélites de comunicação e Protocolo IP (*NTRIP – Networked Transport of RTCM via Internet Protocol*). A vantagem do uso de enlaces de comunicação via rádio transmissão (VHF/UHF) é a sua grande capacidade de difusão das informações, porém o seu alcance pode ser reduzido em função da presença de obstáculos físicos e suscetíveis a interferências eletromagnéticas provenientes de outros usuários operando próximo dessa faixa de frequência.

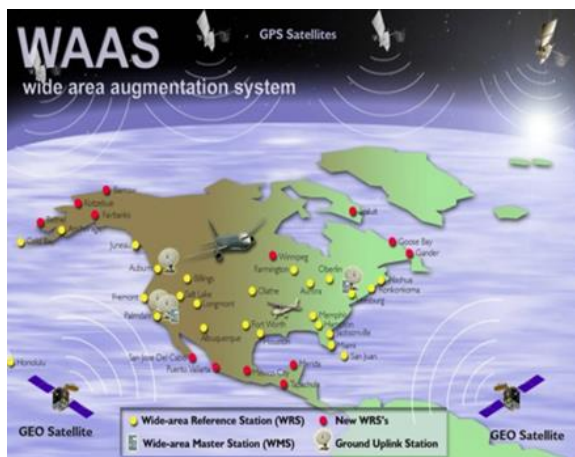


Figura 5 – WADGPS
Fonte: (FAA, 2008)

Em relação a transmissão das correções diferenciais por meio de satélites de comunicação tem-se uma cobertura regional (ou até global), mas o custo deste serviço é elevado e a acurácia posicional é da ordem submétrica.

Por fim, *Costa et al. (2008)* destacam que os sistemas *NTRIP* foram desenhados de modo a distribuir dados GNSS ininterruptamente a um receptor estático ou móvel (cinemático) via *Internet*, inclusive empregando-se a tecnologia *wireless*. Nesse caso, converte-se as correções diferenciais do formato *RTCM* para um protocolo *IP (Internet)*, sendo que a banda para transmissão dos dados é grande o suficiente para tal e acaba também com o problema de alcance dos sistemas de rádio em função da

existência de obstáculos físicos, porém fica dependente do acesso à *Internet*.

Atualmente, o posicionamento pelo método absoluto instantâneo também pode conduzir a levantamentos geodésicos com uma acurácia planialtimétrica da ordem decimétrica ou ligeiramente superior. Isso se dá por meio da técnica denominada PPP em Tempo Real (*Real Time Precise Point Positioning*). Esta, por sua vez, faz uso de soluções a partir da fase das ondas portadoras, aplicando-se arquivos referentes aos parâmetros de rotação terrestre (ERP), efemérides (SP3) e de correção dos relógios dos satélites (CLK) disponibilizados pelo *International GNSS Service (IGS)*, com produtos combinados nos modos *Final* e *Rápido*, sendo que as correções diferenciais no padrão *RTCM* são fornecidas no formato *NTRIP*. Esses produtos são modelados a partir do rastreamento de dados GNSS de 232 (duzentas e trinta e duas) estações distribuídas ao longo do globo terrestre, conforme demonstrado na Figura 6.

No caso específico do Brasil, percebe-se que essas estações de rastreo (incluindo algumas monumentalizadas em países vizinhos) formam uma geometria espacial, de tal forma que se pode vislumbrar que a qualidade das correções diferenciais geradas para o nosso território, sejam de boa qualidade.



Figura 6 – Rede IGS

Na Figura 7 são apresentadas a acurácia, latência e as taxas de atualização e de amostragem dos produtos disponibilizados pelo IGS para a constelação GPS. Dos valores apresentados, os produtos IGS Finais são os que possuem a maior qualidade posicional dentre os disponibilizados por esse serviço, porém com uma defasagem temporal (latência) de aproximadamente 15 dias.

Cabe destacar que os produtos IGS Rápidos têm uma qualidade posicional semelhante aos do tipo Finais, com uma latência máxima de um dia. Do próprio sítio eletrônico do IGS retira-se que, em grande parte das aplicações, os usuários não perceberão qualquer diferença significativa nos resultados obtidos com os produtos dos tipos Rápido e Final.

Este documento irá se restringir a apresentar as características dos produtos IGS relacionados a constelação GPS, pois os receptores GNSS empregados por grande parte das entidades operadoras da RHN empregam apenas essa constelação de satélites. Destaca-se que no sítio eletrônico do IGS são apresentadas as acurácias de seus produtos para outras constelações GNSS.

Por fim, o posicionamento pelo método absoluto pós-processado pode conduzir a levantamentos geodésicos com uma acurácia planialtimétrica da ordem de poucos centímetros ou superior. Isso se dá por meio da técnica denominada PPP “pós-processado” (*Real Time Precise Point Positioning*), cujo serviço é disponibilizado no sítio eletrônico da

Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE)³, ora denominado por IBGE-PPP.

Na verdade, esse serviço trata-se de uma adaptação do programa CSRS-PPP desenvolvido pelo Departamento de Recursos Naturais do Canadá (NRCAN), que por sua vez, emprega as observáveis da fase da onda portadora coletadas em campo, de forma conjunta com informações precisas de órbitas e relógios dos satélites (fornecidas pelo próprio departamento), de arquivos de correção do centro de fase das antenas dos satélites e dos receptores, de parâmetros de transformação entre os sistemas de referência ITRF e SIRGAS2000, modelos de carga oceânica, pressão, temperatura, umidade, ondulação geoidal e de velocidade das estações terrestres.

De IBGE (2017, p.3) retira-se que o serviço IBGE-PPP emprega informações referentes às órbitas e aos relógios dos satélites disponibilizadas pelo IGS quando o rastreamento das observações GNSS for realizado fora do território brasileiro, ou informações fornecidas pelo NRCAN quando o rastreamento das observações GNSS for realizado dentro do nosso território. Nesse caso, conforme apresentado na Figura 8, as acurácias e as latências de disponibilização dos produtos fornecidos pelo NRCAN são ligeiramente diferentes dos praticados pelo IGS.

³ <https://www.ibge.gov.br/geociencias/informacoes-sobre-posicionamento-geodesico/servicos-para-posicionamento-geodesico.html>

Tipo	Produto	Acurácia	Latência	Taxa de Atualização	Taxa de Amostragem
Transmitida	Órbitas	~100 cm	Tempo Real	-	-
	Relógio dos Satélites	~5 ns			
Ultrarrápida (Predita)	Órbitas	~5 cm	Tempo Real	3, 9, 15, 21 UTC	15 min
	Relógio dos Satélites	~3 ns			
Ultrarrápida (Observada)	Órbitas	~3 cm	3 – 9 horas	3, 9, 15, 21 UTC	15 min
	Relógio dos Satélites	~150 ps			
Rápida	Órbitas	~2.5 cm	17 – 41 horas	17 UTC	15 min
	Relógio dos Satélites	~75 ps			
Final	Órbitas	~2.5 cm	12 – 18 dias	Toda quinta-feira	15 min
	Relógio dos Satélites	~75 ps			

Figura 7 - Acurácia dos produtos IGS para a constelação GPS⁴

Tipo	Acurácia	Latência	Taxa de Amostragem
Ultrarrápida (EMU)	~15 cm	1,5 – 2,5 horas após o fim do rastreamento até a disponibilidade das órbitas EMR	15 min
Rápida (EMR)	~5 cm	12 – 36 horas após o fim do rastreamento até a disponibilidade das órbitas EMF	
Final (EMF)	~2 cm	11 – 17 dias após o fim do rastreamento	

Figura 8 - Acurácia dos produtos NRCan para a constelação GPS⁵

A precisão do processamento PPP é influenciado principalmente pelo tipo de observável utilizada (L_1 ou L_1/L_2) e pelo tempo da sessão de coleta de dados. Para validar a qualidade posicional obtido pelo método PPP, o próprio IBGE conduziu um estudo no qual foram realizadas observações em seis estações pertencentes a Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC), rastreados em quatro períodos distintos do ano e em diferentes seções do dia, contemplando a

variação da geometria dos satélites, e com a gravação de arquivos com coletas de 1, 2, 4 e 6 horas. Os resultados obtidos com esse estudo comprovaram que a coleta com receptores GPS de dupla frequência por um período de 6 horas apresentou uma precisão melhor em relação às demais, o que na teoria já era esperado. Pelas Figura 9 e Figura 10 é possível observar as precisões, em suas três componentes (latitude, longitude e altitude),

⁴ Fonte: Adaptado de <http://www.igs.org/products>

⁵ Fonte: Adaptado de <http://www.igs.org/products>

com o uso do processamento PPP, em função do tipo de observável e do período de coleta.

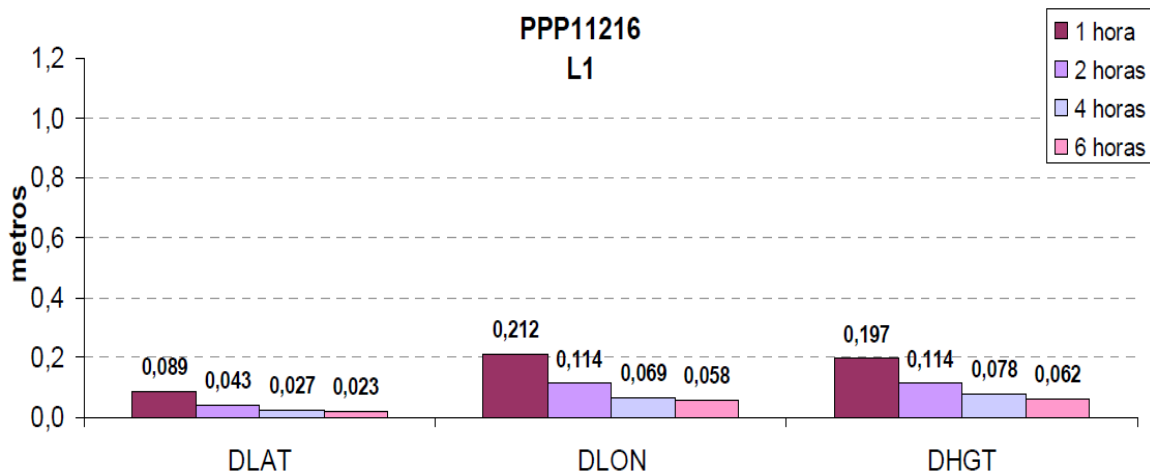


Figura 9 - Precisão posicional do processamento pelo método PPP – observável L₁

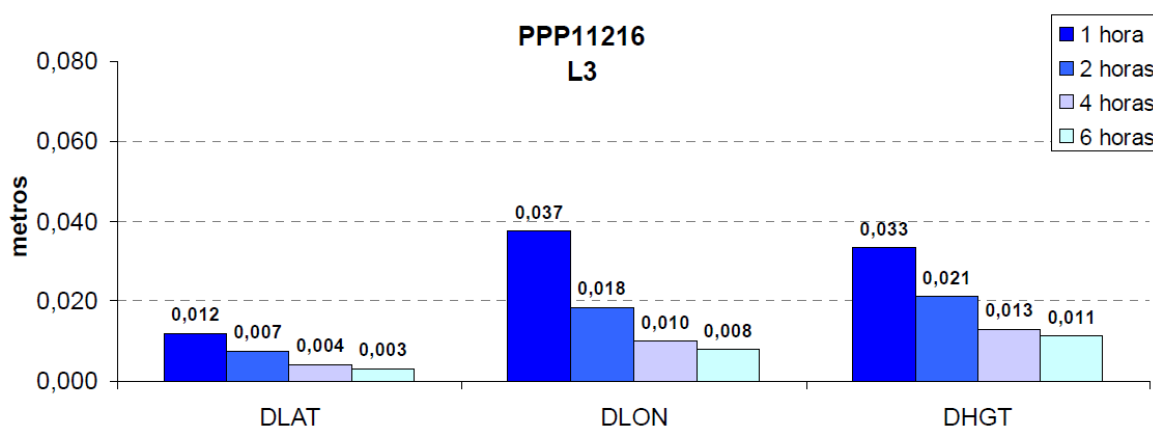


Figura 10 - Acurácia posicional do processamento pelo método PPP – observáveis L₁ e L₂ (L₃)

Com tais gráficos demonstra-se que a precisão se torna superior à medida que o tempo de rastreo GPS aumenta, independentemente do tipo de observável empregada. Contudo, cabe destacar que o gradiente da precisão posicional é pequeno entre os intervalos de 4 e 6 horas, o que nos levaria a inferir equivocadamente que coletas com períodos de tempo superiores, seriam desnecessárias. Porém, lembra-se que trata-se de valores de precisão do levantamento geodésico e não de sua acurácia. Nesse sentido, *IBGE (2017, p.24)* sugere que se execute pelo menos 4 sessões de levantamentos com 6 horas de rastreo cada, de tal modo que as coordenadas daquelas RNs

possam ser incorporadas ao SGB, garantindo-se assim uma boa acurácia posicional.

Em relação ao tipo de observável empregada, percebe-se que com o uso de receptores de dupla frequência (L₁/L₂) a precisão tridimensional é de aproximadamente cinco vezes superior aos que empregam apenas a observável L₁, passando-se de alguns decímetros para poucos centímetros. Com base no exposto, é esperado que as precisões planimétricas e altimétricas para as estações da RHN devem ser de 2 cm ou superior, para ambas as componentes.

Reforça-se que ao empregar receptores GNSS para a determinação das coordenadas de uma estação pertencente a RHN, a respectiva componente altimétrica tem uma natureza puramente geométrica, não possuindo um significado físico. Para que tal conversão seja possível são empregados Modelos Geoidais.

No caso brasileiro, o MAPGEO 2015 é o modelo geoidal vigente que deve ser utilizado para fazer a conversão de altitudes elipsoidais em ortométricas, desde que as coordenadas tridimensionais estejam referenciadas ao sistema de referência SIRGAS 2000.

De *IBGE (2015, p. 10)* retira-se que o desvio padrão a ser observado pontualmente ao empregar o MAPGEO 2015 é de 17 cm, passando, na região Norte do Brasil, para 25 cm, em função da grande extensão territorial e da quantidade reduzida de dados gravimétricos. Ainda desse documento retira-se que, em média, o erro ao empregar o MAPGEO 2015 é menor que 10 cm, exceto para a região Norte do Brasil que passa a ser de 14 cm. Contudo, tais valores representam a precisão absoluta (pontual) do modelo.

No caso da hidrologia, em especial na fluviometria, na qual deseja-se saber a declividade da linha d'água entre pelo menos duas estações, o conhecimento da precisão relativa do modelo é mais importante do que o valor absoluto. Porém, desde o MAPGEO 2010 o valor da precisão relativa do modelo geoidal não é mais apresentado pelo IBGE. Já, para seu antecessor, o MAPGEO 2004, a precisão relativa deste modelo geoidal era de 10mm/km. *Araújo et al. (2016)* conduziram um estudo, do qual extrai-se que a precisão relativa do MAPGEO 2015 é de aproximadamente 5 mm/km.

Assim, pelo exposto, à medida que a qualidade dos Modelos Geoidais é aumentada, as altitudes ortométricas e normais, obtidas indiretamente com o emprego de receptores GNSS, devem ser reprocessadas.

1.4 Da Determinação Altimétrica – Nivelamento Geométrico

Como mencionado anteriormente, o uso de níveis topográficos óticos ou digitais, com nivelamento geométrico de visadas equidistantes, ainda se trata da melhor opção para a determinação de desníveis entre dois pontos dentro dos padrões de acurácia e precisão que satisfazem as necessidades das estações fluviométricas da RHN. Nesse sentido, o transporte altimétrico se daria através do emprego da técnica supracitada, partindo-se obrigatoriamente de uma RN pertencente à Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP) do Sistema Geodésico Brasileiro (SGB), a qual pode ser visualizada na Figura 11. Nesse caso, há de se salientar que, a determinação altimétrica se daria diretamente em relação ao nível do mar (ou próximo dele), obtendo-se automaticamente altitudes ortométricas (ou normais).



Figura 11 - Rede altimétrica de alta precisão
(Fonte: IBGE, 2018)

Na Figura 11 os pontos nas cores vermelha e azul tratam-se de Referências de Nível (RNs) pertencentes a Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP). Dela, é possível observar um grande vazio de RNs em nosso território nacional, em especial nas regiões Norte e Centro-Oeste, de tal forma que do ponto de vista logístico e operacional, tal condição

tornaria quase que impeditivo a determinação altimétrica das estações hidrológicas da RHN.

A altitude ortométrica (ou a normal) de uma estação fluviométrica deve ser determinada por meio do nivelamento geométrico quando a sua distância horizontal em relação a uma RN da RAAP for inferior a 500 metros lineares. Para as demais condições, inclusive para as estações pluviométricas, deve-se empregar preferencialmente o rastreamento GNSS.

Assim, o uso exclusivo de rastreadores GNSS associados a um Modelo Geoidal, para a transformação de altitudes geométricas em ortométricas (ou normais), torna-se a opção mais viável (ou única) para a determinação das coordenadas planialtimétricas das estações hidrológicas da RHN.

Para a determinação altimétrica de uma estação fluviométrica da RHN, com uso de níveis topográficos, é obrigatório tomar como referência uma RN pertencente a RAAP, devendo usar o método de visadas equidistantes, sendo que elas devem ser inferiores a 60 metros. Além disso, deve-se efetuar o nivelamento e contranivelamento geométrico, no qual o erro de fechamento tolerável (E_T), em milímetros, é dado pela Equação 11, onde K representa a distância média percorrida, em quilômetros, de acordo com o que foi definido no Capítulo I - . Tal condição encontra-se aderente ao preconizado na NBR 13133/1994 e é compatível com a precisão do modelo geoidal vigente.

$$E_T = 12\sqrt{K}$$

Equação 11

1.5 Da Determinação das Coordenadas Planialtimétricas das Estações Hidrológicas

Existem várias metodologias possíveis que podem ser aplicadas para a determinação das coordenadas planialtimétricas das estações hidrometeorológicas pertencentes à RHN.

Porém, para fins de padronização, os técnicos das entidades operadoras da RHN devem atender o especificado a seguir.

As coordenadas planimétricas das estações hidrometeorológicas devem ser determinadas a partir de um rastreamento GNSS, cujos dados coletados devem ser processados pelo método PPP (*Precise Point Positioning*) por meio do serviço disponibilizado no sítio eletrônico do IBGE. A duração do rastreamento para estações fluviométricas deve ser de no mínimo de 4 horas, em 4 sessões distintas de observações, no interstício de 1 ano, tomando-se o valor médio das coordenadas tridimensionais daquelas ocupações como sendo o correto para aquela estação. Enquanto para estações pluviométricas o mínimo aceitável é de 1 hora, em sessão única de observação. Destaca-se que em ambas situações a taxa de gravação dos dados deve ser de 1 segundo e máscara de elevação de 10°. Além disso, os dados coletados em campo devem ser processados no mínimo 17 dias após a data do rastreamento, de modo a contar com as informações referentes as órbitas precisas do *NRCAN*, objetivando-se assim uma melhor precisão nas coordenadas planialtimétricas dessas estações hidrometeorológicas.

No caso específico dos receptores GNSS, marca Novatel, modelo GTR-G1, as configurações iniciais (p.ex. o tipo de observáveis a serem registradas na memória do equipamento) e o *download* dos dados coletados é normalmente realizada pelo módulo denominado por "*Novatel-CDU*". Existe uma outra alternativa para o *download* dos dados, na qual retira-se o cartão de memória, do receptor e transferir as informações diretamente para o computador por meio de um leitor *Compact Flash*.

No caso das estações fluviométricas, pelo menos uma das RNs que compõem o conjunto de referências de nível monumentalizadas *in situ* deve ter suas coordenadas geodésicas (latitude, longitude e altitude) determinadas. A RN escolhida deve estar afastada de toda e

qualquer obstrução material (p.ex. árvores e edificações) para minimizar os efeitos decorrentes do multicaminho (Figura 12). Além disso, deve estar afastada de redes de energia de modo a evitar a interferência eletromagnética sobre os sinais dos satélites. Em situações em que tal condição não possa ser obedecida por nenhuma das RNs da estação pluviométrica, uma nova referência de nível (RN) deve ser instalada de tal modo que essas disposições iniciais sejam observadas.

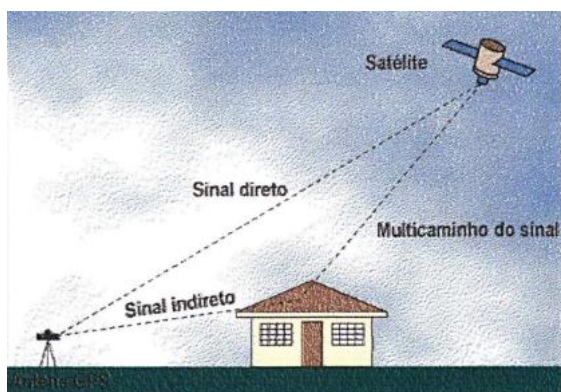


Figura 12 - Multicaminho dos sinais GNSS

Fonte: (PRADO, 2001)

Já para o caso das estações pluviométricas, não é necessário que a determinação das suas coordenadas planialtimétricas se dê sobre uma RN, devendo apenas a antena do receptor GNSS ser disposta ao lado da boca do pluviômetro, em qualquer posição ao longo do seu diâmetro. Desse modo é determinada, de forma primária, a altitude do pé do pluviômetro (chão). A partir dessa altitude, determina-se a referente a da boca do pluviômetro aplicando-se o valor nominal da sua altura em relação ao chão. Nas situações em que exista um aparelho convencional e outro digital (com *datallogger*) instalados concomitantemente no posto pluviométrico, deve-se fazer o rastreamento GNSS ao lado desse primeiro dispositivo. Reforça-se que não há a necessidade da construção de uma RN para as estações pluviométricas, sendo que o bastão de suporte da antena GNSS deve ser fixado diretamente no terreno. Contudo, a altitude a ser inserida na ficha descritiva da estação pluviométrica deve ser aquela decorrente do somatório da altitude ortométrica obtida pelo levantamento GNSS e

da altura relativa da boca do equipamento em relação ao solo (ponto de fixação do bastão da antena GNSS no terreno).

Para as estações pluviométricas, a coordenada altimétrica poderá ser determinada de duas formas:

- Rastreamento GNSS, com dados processados pelo método PPP, sendo a altitude geométrica transformada para ortométrica empregando o Modelo Geoidal Brasileiro MAPGEO2015 (ou o vigente a época); ou
- Nivelamento geométrico, com visadas equidistantes, partindo-se de uma RN pertencente à Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP), quando esta estiver a até 500 metros da estação pluviométrica.

Em relação à determinação altimétrica empregando-se rastreios GNSS, dois aspectos importantes devem ser levados em consideração: o modelo da antena e a medição da sua altura, durante o processo de coleta de dados.

A medição da altura da antena em campo é efetuada em sua base (ou “aba”), onde normalmente se tem uma aleta para o encaixe de fitas métricas ou de outros aparelhos de mensuração direta de distância. Ela pode ser mensurada de forma inclinada ou vertical, sendo que no primeiro caso deve-se efetuar uma redução para a condição vertical, empregando-se o teorema de Pitágoras e considerando o seu raio (R). O problema é que a “base de medição” não coincide com o ponto de referência da antena (ARP), sobre o qual essas alturas são tomadas pelos programas de processamento de dados GNSS como referência (Equação 12). Quando se utiliza um bastão topográfico para fixação da antena GNSS, o valor lido no corpo desse instrumento é a própria altura vertical mensurada até o seu ARP (Figura 13).

$$h_{ARP} = \sqrt{h_i^2 - R^2} - h_B$$

Equação 12

na qual,

- h_{arp} : altura vertical da antena até o ARP;
- h_i : altura inclinada da antena até a aba de medição;
- R : raio da antena; e
- h_B : diferença vertical entre o ARP e a aba de medição.

Destaca-se que a mensuração eletrônica (ou o recebimento dos sinais dos satélites) não se processa sobre o ARP da antena, mas sobre os centros de fase das ondas portadoras. Porém, tais centros de fase não são pontos

eletronicamente coincidentes, guardando posições distintas na estrutura interna da antena. A título de exemplificação, os centros de fase das ondas portadoras L_1 e L_2 (GPS), para a antena "Novatel 702GG NONE", encontram-se respectivamente a 66,7 e 64,6 mm em relação ao plano do seu ARP. Nesse caso específico, a simples omissão do modelo da antena GNSS poderia levar a um erro aproximado de 7 cm em sua componente vertical. Inclusive, se utilizado equivocadamente um valor médio para os centros de fase para as ondas portadoras L_1 e L_2 (GPS) poderá ter um erro altimétrico de aproximadamente 1 cm. Ressalta-se ainda que para outros modelos de antenas GNSS, a falta ou a incorreta identificação da antena pode acarretar erros altimétricos da ordem de alguns decímetros.

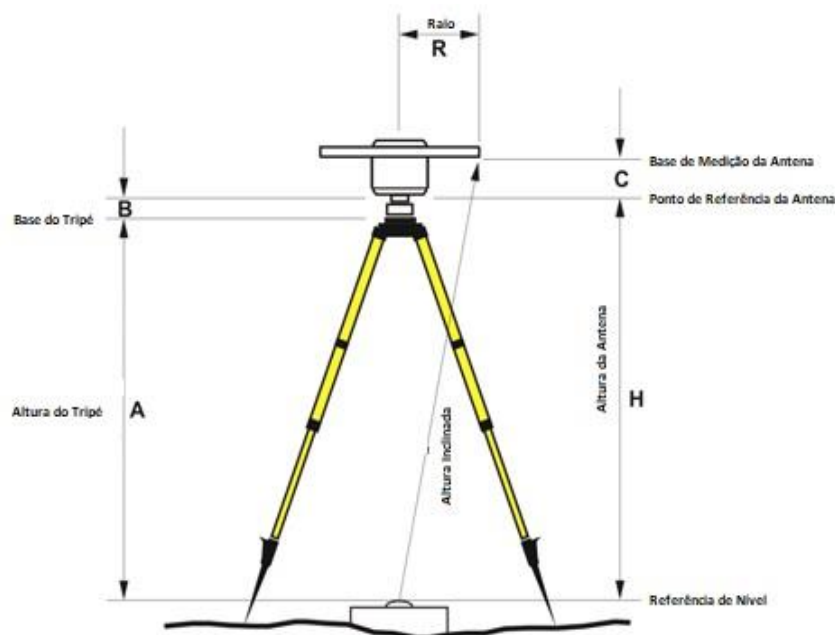


Figura 13 - Alturas da antena GNSS

É importante salientar que, ainda que o responsável pelo processamento dos dados GNSS no sistema PPP incorra com as falhas apresentadas acima, o resultado indicará uma alta precisão, o que na verdade, trata-se de uma incongruência. Dessa forma, o técnico responsável pelo processamento dos dados

deve inserir o modelo correto da antena GNSS no arquivo RINEX ou escolher entre as opções disponibilizadas no sistema IBGE-PPP. O arquivo de modelos de antenas GNSS pode ser obtido no sítio eletrônico da *National Oceanic and Atmospheric Administration* (NOAA).

Para minimizar a inserção de informações equivocadas no processamento de dados GNSS, como por exemplo a altura e modelo da antena, o que impacta conseqüentemente na qualidade das coordenadas planialtimétricas das estações hidrometeorológicas, o técnico de campo deve preencher todos os campos da Ficha de Execução do Levantamento GNSS (ver modelo no Apêndice A – Ficha de Execução do Levantamento GNSS). Esta, por sua vez, deve ser entregue ao responsável pelo processamento dos dados GNSS, assim que o técnico de campo retorne ao escritório com a finalização do roteiro de operação. Para fins de validação dos resultados informados pela entidade operadora, esse material também deve ser entregue à ANA, em formato PDF, sendo que o arquivo correspondente deve ser nomeado conforme explicitado no exemplo abaixo:

FE_GNSS_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.PDF

no qual:

- **FE_GNSS:** prefixo que corresponde a ficha de execução do levantamento GNSS;

- **XXXXXXXX:** código da estação hidrometeorológica (8 dígitos).
- **AAAA:** ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM:** mês do levantamento (2 dígitos); e
- **DD:** dia do levantamento (2 dígitos).

Além da Ficha de Execução do Levantamento GNSS, a entidade operadora deve entregar à ANA, os arquivos, nos formatos proprietário e RINEX, referentes a coleta de dados desse posicionamento. Normalmente, os programas proprietários de processamento de dados GNSS, possuem um módulo de conversão para o formato RINEX. A título de exemplificação, os arquivos brutos PDC, dos receptores GTR (ou *Novatel*), após importados na área de “*Observações*” são convertidos para o formato RINEX por meio do módulo “*Export to*” (Figura 14). Nesse caso específico, pode-se empregar o módulo “*Convert4*” que faz parte desse programa de processamento de dados GNSS.

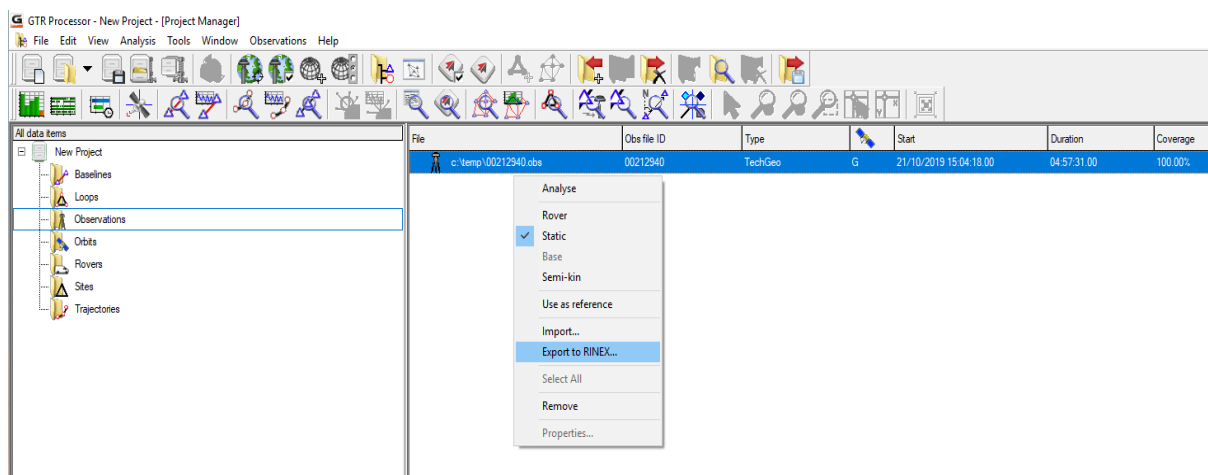


Figura 14 - Programa GTR Processor – conversão para o formato RINEX

Ressalta-se que os dados referentes à altura (em relação ao ARP) e modelo da antena devem ser corretamente preenchidos no cabeçalho do arquivo RINEX. Lembra-se que

cada campo de informações tem uma posição específica no cabeçalho do arquivo RINEX, de tal modo que qualquer desformatação faz com que o arquivo não seja compreendido

corretamente pelos sistemas de processamento de dados (Figura 15).

```

2.10 OBSERVATION DATA G (GPS) RINEX VERSION / TYPE
EZSurv 2.94.2370.00 CPRM-MA 11-Nov-19 15:29 PGM / RUN BY / DATE
Manaus | CPRM-MA OBSERVER / AGENCY
DAB09350065,L12LRVSA,0,0 REC # / TYPE / VERS
NOVATEL 702GG NONE ANT # / TYPE
2181367.7381 -5975182.2765 -467860.8179 APPROX POSITION XYZ
1.0530 0.0000 0.0000 ANTENNA: DELTA H/E/N
1 1 0 WAVELENGTH FACT L1/2
8 L1 L2 C1 P2 D1 D2 P1 C2 # / TYPES OF OBSERV
1.0 INTERVAL
2019 10 21 18 4 36.000000 TIME OF FIRST OBS
END OF HEADER
3 4
00212940 MARKER NAME
0.0000 0.0000 0.0000 ANTENNA: DELTA H/E/N
2181367.7381 -5975182.2763 -467860.8180 APPROX POSITION XYZ
--> THIS IS THE START OF A STATIC SEGMENT <-- COMMENT
19 10 21 18 4 36.0000000 0 9G21G 2G15G 5G32G24G25G12G29 0.000000000

```

Figura 15 - Cabeçalho do arquivo RINEX

A nomenclatura a ser adotada para o arquivo de dados GNSS, no formato proprietário, deve ser o seguinte:

GNSS_PROPR_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.YYY

no qual:

- **GNSS_PROPR**: trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados no formato proprietário;
- **XXXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos); e
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM**: mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD**: dia do levantamento (2 dígitos);
- **YYY**: trígama referente a extensão do arquivo no formato proprietário.

Enquanto, para o arquivo de dados no formato RINEX, a nomenclatura a ser empregada é a seguinte:

GNSS_RINEX_AAAA.MM.DD_XXXXXXXX.YYY

no qual:

- **GNSS_RINEX**: trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados no formato RINEX;
- **XXXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos);
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM**: mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD**: dia do levantamento (2 dígitos); e
- **YYO**: trígama formado pelo ano do levantamento (YY) acrescido da letra "O" que, por sua vez, denota um arquivo de "observações".

Em relação aos resultados, a entidade operadora deve encaminhar apenas o "Relatório do Posicionamento por Ponto Preciso (PPP)", conforme exemplo apresentado na Figura 16. De forma geral, esse arquivo contém o sumário do processamento

GNSS realizado, sendo apresentadas as coordenadas geodésicas e UTM do ponto levantado, com os respectivos desvios-padrão para cada uma das suas componentes posicionais, data e hora do início e término dos dados processados, modo de operação (estático ou cinemático), tipo de observável aplicada (código ou código+fase da onda portadora), o modelo da antena segundo identificação adotada pelo IGS/NGS, altura da antena, tipo de órbita NRCan (final, rápida ou ultrarrápida), taxa de rastreamento e ângulo de elevação (máscara de elevação). De *IBGE (2017, p. 18)* retira-se que são apresentadas as coordenadas geodésicas e UTM, em SIRGAS2000, em duas épocas distintas, sendo a primeira, ora denominada de coordenada oficial, correspondente à época 2000.4 e a outra com coordenadas na data que foi realizado o levantamento. A conversão entre essas coordenadas é realizada através do modelo de velocidade VEMOS2009, que, por sua vez, define o deslocamento das placas continentais e também de movimentos intraplacas, o que leva as estações terrestres a se deslocar. Por meio desse modelo de velocidades apenas as coordenadas planimétricas são atualizadas, sendo idênticas as altitudes geométricas e ortométrica (ou normal) em ambas as épocas.

A nomenclatura a ser empregada para esse arquivo é a seguinte:

PPP_RESULT_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.PDF

no qual:

- **PPP_RESULT**: trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo do relatório do posicionamento por ponto preciso (PPP);
- **XXXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos);
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM**: mês do levantamento (2 dígitos);

- **DD**: dia do levantamento (2 dígitos).

Destaca-se que é possível, pelo sistema IBGE-PPP, fazer o processamento de várias estações GNSS de forma simultânea (em lote), empregando para isso arquivos compactados nos formatos gzip (.gz), zip (.zip), tarzip (tar.gz) e de compressão Unix (.Z). Contudo, é necessário, sem exceção, que as informações referentes à altura e modelo da antena estejam devidamente preenchidas nos cabeçalhos dos respectivos arquivos RINEX. Além disso, ressalta-se que o sistema IBGE-PPP processa arquivos RINEX e compactados com tamanho inferior a 20 Mb. Outra restrição presente nesse sistema é a capacidade de processamento de dados por um período máximo de rastreamento de 48 horas. Caso alguma dessas condições sejam observadas, os respectivos arquivos devem ser particionados. Por isso, é fundamental a inserção de um endereço eletrônico válido (e-mail) no sistema IBGE-PPP para que os resultados processados sejam devidamente encaminhados aos usuários ou que estes sejam contatados em caso da identificação de algum tipo de erro, de modo que o usuário tenha a possibilidade de submeter novamente os dados ao sistema IBGE-PPP.

Cabe ainda destacar que em regiões transfronteiriças é comum que o sistema IBGE-PPP não aplique automaticamente a conversão da altitude geométrica para ortométrica. Caso isso ocorra, basta o técnico calcular diretamente a ondulação geoidal (N) no aplicativo do MAPGEO2015 (ou no Modelo Geoidal vigente) e efetuar manualmente essa conversão.

Por fim, todos os campos da Ficha Descritiva do Levantamento GNSS (Apêndice B – Ficha Descritiva do Levantamento GNSS) devem ser preenchidos, com exceção do campo “Rio”, no caso de estações pluviométricas. A nomenclatura ser adotada para essa ficha deve ser a seguinte:

FD_GNSS_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.PDF

no qual:

- **FD_GNSS**: prefixo que corresponde a ficha descritiva do levantamento GNSS;
- **XXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos);
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM**: mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD**: dia do levantamento (2 dígitos).



Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
Relatório do Posicionamento por Ponto Preciso (PPP)

Sumário do Processamento do marco: SEAJ

Início:AAAA/MM/DD HH:MM:SS.SS	2016/09/06 00:00:00,00
Fim:AAAA/MM/DD HH:MM:SS.SS	2016/09/06 23:59:45,00
Modo de Operação do Usuário:	ESTÁTICO
Observação processada:	CÓDIGO & FASE
Modelo da Antena:	TRM59800.00 NONE
Órbitas dos satélites: ¹	FINAL
Frequência processada:	L3
Intervalo do processamento(s):	15,00
Sigma ² da pseudodistância(m):	5,000
Sigma da portadora(m):	0,010
Altura da Antena ³ (m):	0,008
Ângulo de Elevação(graus):	10,000
Resíduos da pseudodistância(m):	1,30 GPS 1,74 GLONASS
Resíduos da fase da portadora(cm):	0,85 GPS 0,95 GLONASS

Coordenadas SIRGAS



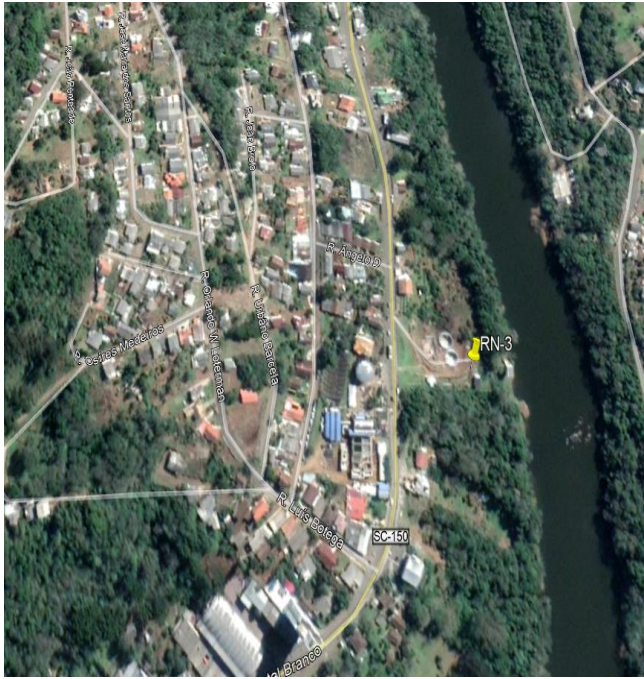

	Latitude(gms)	Longitude(gms)	Alt. Geo.(m)	UTM N(m)	UTM E(m)	MC
Em 2000.4 (E a que deve ser usada) ⁴	-10° 55' 46,6774"	-37° 06' 15,4007"	1,60	8791151.073	707180.245	-39
Na data do levantamento ⁵	-10° 55' 46,6712"	-37° 06' 15,4025"	1,60	8791151.264	707180.192	-39
Sigma(95%) ⁶ (m)	0,001	0,002	0,004			
Modelo Geoidal	MAPGEO2015					
Ondulação Geoidal (m)	-10,34					
Altitude Ortométrica (m)	11,94					

Figura 16 - Relatório do Posicionamento por Ponto Preciso (PPP)

Apêndice A – Ficha de Execução do Levantamento GNSS

								
REDE HIDROMETEOROLÓGICA NACIONAL								
FICHA DE EXECUÇÃO DO LEVANTAMENTO GNSS								
Estação:				Código:				
Rio:				Bacia:				
Município:				Estado:				
Código da RN:			Cota da RN (mm):			Técnico:		
Data: ____/____/____			Hora Início: ____/____/____			Hora Fim: ____/____/____		
Receptor GNSS:				Modelo Antena:				
Altura da Antena (mm):				Tipo da Altura: <input type="checkbox"/> Vertical <input type="checkbox"/> Inclínada				
Observações:								
Foto 1					Foto 2			

Apêndice B – Ficha Descritiva do Levantamento GNSS

							
REDE HIDROMETEOROLÓGICA NACIONAL							
FICHA DESCRITIVA DO LEVANTAMENTO GNSS							
Estação: Joaçaba I				Código: 72849000			
Rio: do Peixe				Bacia: Rio Uruguai			
Município: Joaçaba				Estado: SC			
Código da RN: 3				Cota Local da RN (mm): 14190			
Data do Levantamento GNSS: 01/09/2016				Técnico de Campo: Alessandro Oliveira			
Tempo de Rastreo: 4 horas				Técnico de Processamento: Emanuel Duarte			
Coordenadas Geodésicas – SIRGAS2000				Coordenadas UTM – SIRGAS2000			
φ	27° 09' 34,2909" S	σ_{φ}	0,002 m	MC = 51 W		Fuso = 22	
λ	51° 28' 52,9417" W	σ_{λ}	0,003 m	N	6995804,22 m	σ_{φ}	0,002 m
H_{ELIP}	527,72 m	σ_{HELIP}	0,003 m	E	452307,77 m	σ_{λ}	0,003 m
H_{ORTO}	521,70 m	Ond. Geoidal	6,02 m	Carta Topográfica		SG-22-Y-D-III-1	
CROQUI				FOTO			
							

MATERIALIZAÇÃO

Marco sintético piramidal 8 x 12 x 60 cm, com chapa metálica numerada cravada na parte superior.

ITINERÁRIO

Da Paróquia Santa Terezinha do Menino Jesus (catedral de Joaçaba) segue-se pela rua Frei Edgar, em sentido Oeste, por 200 metros. Manter-se a direita e seguir por 250 metros pela rua Duque de Caxias. Virar a direita na Avenida XV de Novembro. Seguir por essa avenida por 1300 metros até o Colégio Marista Frei Rogério. Manter-se em frente pela rua Caetano Natal Branco (SC-150), margeando o rio do Peixe, passando em frente ao Cemitério Municipal, por 1800 metros até a ETA-SIMAE-Joaçaba, no número 1849, onde encontra-se materializada a estação fluviométrica 72849000.

Referências Bibliográficas – Capítulo 2

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). **Inventário das estações fluviométricas**. 2. Ed. Brasília: ANA; SGH, 2009.

ARAÚJO, Adolfo Lino de; FRANÇA, Rovane Marcos de; BOSCATTO, Flávio; KLEIN, Ivandro; OLIVEIRA, Francisco Henrique de. **Estudos preliminares para estimativa da precisão relativa do modelo de ondulação geoidal do Brasil – MAPGEO2015**. In: VI Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação: Recife, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13133**: execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

BISNATH, Sunil; AGGREY, John; SEEPERSAD, Garret; GILL, Maninder. **Innovation**: examining precise point positioning now and in the future. *GPS World*, Vol. 29, nº 2, 2018.

CARVALHO, Daniel Fonseca de; SILVA, Leonardo Duarte da. **Precipitação**. Rio de Janeiro: UFRRJ, 2006. Disponível em: <http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/leonardo/downloads/APOSTILA/HIDRO-Cap4-PPT.pdf>. Acesso em: 01 jul. 2020.

CANADA. **GPS positioning guide**: a user's guide to the global positioning system. 3. ed. Ottawa, Ontario: Canadian Geodetic Survey Division, 1995.

COSTA, Sônia Maria Alves; LIMA, Marco Aurélio de Almeida; MOURA JÚNIOR, Newton José; ABREU, Mário Alexandre; DA SILVA, Alberto Luís; FORTES, Luiz Paulo Souto. **RBMC em tempo real, via NTRIP, e seus benefícios nos levantamentos RTK e DGPS**. In: II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação: Recife, 2008.

FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION (FAA). **Global Positioning System: Wide Area Augmentation System (WAAS) Performance Standard**. Washington DC: FAA 2008. Disponível em: <https://www.gps.gov/technical/ps/2008-WAAS-performance-standard.pdf>. Acesso em: 22 ago. 2020.

IBGE. **O novo modelo de ondulação geoidal do Brasil – MAPGEO2015**. Rio de Janeiro: IBGE, 2015.

_____. **Especificações e normas para levantamentos geodésicos associados ao sistema geodésico brasileiro**. Rio de Janeiro: IBGE, 2017.

_____. **Manual do usuário aplicativo online IBGE-PPP**. Rio de Janeiro: IBGE, 2017.

_____. **Relatório**: reajustamento da rede altimétrica com números geopotenciais. Rio de Janeiro: IBGE, 2018.

IGS. **IGS network**. Página Inicial. Disponível em: < <http://www.igs.org/network> >. Acesso em: 27 de novembro de 2019.

KRUEGER, Claudia Pereira. **Investigações sobre aplicações de alta precisão do GPS no âmbito marinho**. Tese (Doutorado em Ciências Geodésicas). Curitiba: UFPR, 1996.

PEREIRA, Régis da Silva; NETO, Adalmiro da Silva; TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Princípios da hidrometria**. Porto Alegre: UFRGS, 2003.

PLUMMER, Neil; ALLSOPP, Terry; LOPEZ, José Antônio. **Guidelines on climate observation networks and systems**. WMO-TD nº 1185. Geneva: World Meteorological Organization (WMO), 2003.

PRADO, Alexandre. **Análise da acurácia e da correlação espacial nas técnicas DGPS e RTK**. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas). Curitiba: UFPR, 2001.

SILVA, Samuel de Assis; LIMA, Julião Soares de Souza. **Número de Postos Pluviométricos necessários para a Estimativa da Precipitação Mensal no Estado do Espírito Santo, Brasil**. São José dos Campos: **Revista Brasileira de Meteorologia**, v.26, n.4, 2011.

TERASSI, Paulo Miguel de Bodas; OLIVEIRA JUNIOR, José Francisco; GALVANI, Emerson; DE GOIS, Givanildo. Freqüência e Intensidade Pluviométrica na Região Norte do Estado do Paraná, Brasil. São Paulo: **Revista do Departamento de Geografia da USP**, 2017.

TEUNISSEN, Peter. J.G.; KLEUSBERG, Alfred. **GPS for Geodesy**. 2.ed. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1998.

CAPÍTULO III - DO LEVANTAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

1 Definições e Materializações

1.1 Conceitos Básicos

Para determinar curvas-chave confiáveis é necessário o levantamento de pares de cota-vazão em diferentes níveis de água. Por definição, vazão corresponde ao volume de água que atravessa a seção transversal de um rio durante uma unidade de tempo. No entanto, nem sempre é possível obter “amostras reais” em campo, principalmente em cotas muito elevadas, sendo necessária a extrapolação da curva-chave por meio de modelos hidráulicos e métodos matemáticos.

Muitas vezes, a aplicação do método mais adequado de extrapolação está condicionada ao prévio conhecimento da geometria da seção transversal e do tipo de controle hidráulico da estação fluviométrica. Conforme *Índia (1999, p.1)*: “A extrapolação de curvas-chave visa determinar a relação cota x vazão em um intervalo de níveis em que não foi possível obter medições in loco. A aplicação dos métodos de extrapolação depende das condições do canal, isto é, se há transbordamento das margens e se tem controle hidráulico fixo ou variável.

Alguns conceitos da hidráulica, importantes para a locação e levantamento topográfico de seções transversais em campo são apresentados a seguir.

Define-se **seção transversal** como uma vista em corte do leito do curso d'água. De *Jaccon e Cudo (1989)* retira-se que: “Na hidráulica, ela é caracterizada com muita precisão, sendo a seção plana de um curso de água perpendicular à direção do escoamento. O fato é que para os cursos de águas naturais, a direção do escoamento nem sempre é bem definida e, em razão da declividade do fundo, a seção transversal não é rigorosamente vertical. Para os hidrólogos, de forma geral, a seção transversal é um plano vertical perpendicular às

margens, definição muito próxima da anterior, se ela não se situar perto de alguma singularidade do trecho hidrométrico. Todos os elementos geométricos da seção transversal são definidos em função do nível da água e, portanto, variam com ele”.

Chama-se de **controle hidráulico** o trecho de canal ou seção de um curso d'água, que regula, para cada vazão, o nível de água na seção de réguas linimétricas (ou nas suas proximidades). No **controle hidráulico de canal** as características físicas e geométricas do trecho de curso d'água determinam a relação cota x vazão do posto fluviométrico, enquanto no **controle hidráulico de seção**, apenas as características geométricas do perfil determinam essa relação. Além disso, no controle hidráulico de seção verifica-se uma mudança abrupta na declividade da linha d'água, enquanto no controle hidráulico de canal, as condições de escoamento de um trecho de curso d'água não sofrem quaisquer alterações ao longo do seu transcorrer, no qual o regime de escoamento não se altera, mantendo-se uma declividade praticamente constante da linha d'água no trecho de interesse do curso d'água. A identificação do controle hidráulico é fundamental para a definição correta da relação cota-vazão nas estações fluviométricas, assim como para a extrapolação das respectivas curvas-chave. Por fim, para uma mesma estação fluviométrica podem coexistir controles hidráulicos de canal ou seção, dependendo do nível d'água observado, gerando, o que se chama de **controle hidráulico misto**.

Os controles hidráulicos naturais de seção podem ser:

- afloramentos de rochas;
- bancos de rocha, pedra, areia ou cascalho;

- estreitamentos abruptos na largura do rio; e
- quebra na declividade da superfície d'água devido a uma cascata ou corredeira.

Os controles hidráulicos artificiais de seção podem ser:

- pontes;
- barramentos em geral;
- passagens molhadas; e
- vertedouros e calhas.

Com este documento pretende-se criar um padrão, no qual se tenha uma condição mais fidedigna para efetuar comparações das mudanças hidráulicas ocorridas ao longo do tempo nas seções transversais das estações fluviométricas.

1.2 Condições de Campo

Para fins do levantamento da seção transversal, deve-se dividi-la em duas áreas distintas: seca e molhada. A primeira refere-se aos trechos nas margens esquerda e direita, entre o nível d'água e a cota próxima ao nível máximo observado na planície de inundação. Enquanto a área molhada refere-se ao trecho perpendicular ao fluxo d'água do canal. Vale destacar que as margens são definidas de montante para jusante e que tanto a área molhada quanto o nível d'água são determinados no momento do levantamento.

Para a área seca, o levantamento planialtimétrico pode ser realizado por métodos convencionais de topografia (nível topográfico ou estações totais) ou espaciais (receptores GNSS). Para a área molhada, o posicionamento planimétrico pode ser realizado por cabos graduados, métodos convencionais de topografia ou espaciais, enquanto a componente altimétrica pode ser determinada ao longo das verticais

hidrométricas, empregando-se métodos convencionais de topografia ou espaciais (quando a lâmina de água tiver uma profundidade igual ou inferior a 80 cm), e por guinchos hidrométricos ou batimetria para os demais casos.

Idealmente, quando o controle hidráulico for do tipo canal, a seção transversal deve ser coincidente com a seção de réguas linimétricas, pois, nesse caso, a relação cota x descarga líquida é controlada pelas características hidráulicas e morfológicas, como: declividade do trecho, rugosidade do leito e das margens do rio e da geometria da seção transversal representativa do trecho do rio. Contudo, nos casos em que, por impossibilidade técnico-operacional ou logística, a seção transversal não possa ser materializada sobre o traço da seção de réguas linimétricas, ela poderá ser materializada em campo em uma posição distinta, obedecendo obrigatoriamente aos seguintes critérios:

- não ter um ou conjunto de cursos d'água contribuintes entre ela e seção de réguas linimétricas;
- até a uma distância máxima duas vezes a largura do rio, definida pela cota máxima observada, a montante ou a jusante da seção de réguas linimétricas. A largura deve ser mensurada sobre traço da seção de réguas linimétricas, entre os pontos, que materializam a cota máxima observada para a estação fluviométrica em análise, em ambas as margens; e
- que o raio hidráulico da nova seção transversal não seja superior a 20% desse mensurado sobre o traço da seção de réguas linimétricas. O raio hidráulico corresponde a razão entre a área e o perímetro molhado, os quais devem ser mensurados entre os pontos que materializam a cota máxima observada nas seções transversal e de seção de réguas linimétricas, em ambas as margens.

Quando a estação fluviométrica apresentar controle hidráulico de canal, o levantamento topográfico da sua seção transversal deve ser realizado preferencialmente sobre o seu traço de forma perpendicular ao rio. Nesse caso, o levantamento topográfico deve ser conduzido até a maior cota já observada localmente, acrescidos de pontos tridimensionais que se estendem às cotas de enchentes máximas, em direção oposta à área molhada, até a uma distância linear horizontal de 100 metros ou a uma distância linear vertical de 2 metros, sendo o critério de parada a condição que vier primeiro.

A cota máxima observada localmente deve ser determinada por meio de entrevistas com ribeirinhos, levantamentos de marcas de cheia em edificações, retiradas da série histórica presente no Sistema HIDRO (desde que não tenha sido alterado o zero altimétrico) ou de registros de inundação no histórico da estação fluviométrica, a que for maior.

Quando tais condições não puderem ser observadas, elas devem ser registradas no Relatório Técnico de execução dessa atividade, com as respectivas motivações, consubstanciadas, de forma complementar, a um relatório fotográfico, que deve conter imagens de satélite de alta resolução da região da seção transversal, sempre que possível.

Já quando o controle hidráulico for exclusivamente do tipo seção, a respectiva seção transversal deve ser coincidente com o traço do controle hidráulico no rio. No caso da existência de múltiplos controles hidráulicos de seção para a estação fluviométrica em estudo, em função da cota do nível d'água, deve-se fazer o levantamento cartográfico completo (áreas seca e molhada) de todas as seções de controle observadas. Destaca-se que nas seções transversais com controle exclusivo do tipo de seção, o levantamento cartográfico da seção transversal deve ser conduzido entre os seus pontos definidores (ver seção 1.4 deste Capítulo), em ambas as margens, registrando-se obrigatoriamente a cota de influência desse

controle hidráulico sob o fluxo d'água natural. Quando tais condições não puderem ser observadas, elas devem ser registradas no Relatório Técnico de execução dessa atividade, com as respectivas motivações, consubstanciadas, de forma complementar a um relatório fotográfico.

Além disso, salienta-se que as cotas da seção transversal com controle hidráulico do tipo seção devem ser obrigatoriamente atreladas ao mesmo referencial altimétrico local da estação fluviométrica. Nesse caso, o nível d'água no traço da seção transversal deve ser equivalente ao observado na seção de régua linimétrica da estação fluviométrica.

Em algumas situações, principalmente quando o controle hidráulico do tipo de seção for constituído por pedaços de rochas de pequeno e médio portes, ou que a própria dinâmica de transporte de sedimentos no curso d'água for intensa, pode-se observar, ao longo do tempo, que essa estrutura pode sofrer mudanças posicionais, a montante ou a jusante. Nesse caso, para evitar a necessidade de materializar a seção em campo sempre que se observar uma mudança posicional dessa estrutura, o técnico deve indicar a distância horizontal e a sua posição relativa (montante ou jusante) desse novo controle de seção em relação à seção transversal primária, realizando o levantamento cartográfico da seção transversal na sua nova posição. Salienta-se que essa distância horizontal pode ser obtida empregando-se trenas convencionais, equipamentos topográficos ou receptores GNSS.

Quando a estação fluviométrica apresentar uma condição mista, em que coexistam controles hidráulicos de canal e de seção, deve ser traçado um perfil transversal para cada um dos controles hidráulicos observados. Destaca-se que para esse caso, o levantamento cartográfico deve ser conduzido em ambas as margens, seguindo as mesmas premissas observadas para os controles hidráulicos de canal e de seção.

Cabe destacar que, para os controles hidráulicos de canal, seção ou misto, o levantamento topográfico da seção transversal deve ser efetuado a cada dois anos, sempre que ocorrer instalações e/ou reinstalações, quando houver mudança significativa da conformação topográfica do leito (situações comuns de períodos de pós-cheias ou quando da execução de obras civis), ou sempre que a unidade operadora da estação fluviométrica julgar necessário.

Se o levantamento altimétrico da área molhada for realizado com hastes hidrométricas, trena ou cabos de aço graduados, ele deve ser conduzido preferencialmente em períodos de estiagem. Se o levantamento altimétrico da área molhada for realizado com equipamentos acústicos embarcados (p.ex. ADCP RiverRay ou ecobatímetro Odom-CV100), ele pode ser conduzido em qualquer período do ano hidrológico, face à grande densidade amostral que esses equipamentos proporcionam.

Por fim, cabe ao técnico de campo definir qual instrumento melhor se adequa ao levantamento da seção transversal, levando em consideração as condições ambientais e de operação.

1.3 Materialização da Seção Transversal

Para uma melhor definição física da seção transversal, bem como para permitir a comparação dos levantamentos realizados ao longo dos anos, os seus pontos PI e PF devem ser materializados por RNs. Os mesmos padrões construtivos empregados nas RNs utilizadas como referência planialtimétricas para a seção de réguas linimétricas devem ser adotados para eles.

Para facilitar a identificação e a visualização desses pontos, principalmente em áreas vegetadas, deve-se instalar estacas de madeira de lei, metálicas ou plásticas com o mesmo padrão dos mourões, pintadas preferencialmente na cor branca ou amarela, com no mínimo 1,5 metros de altura do solo, e 12 cm de largura e espessura, fixadas com

massa de concreto, em uma vala de seção circular, com diâmetro mínimo de 30 cm e profundidade mínima de 40 cm, sendo o seu traço na proporção 1:3:3 (cimento:areia:brita). Tais mourões devem ser posicionados aproximadamente a 2 metros dos pontos PI e PF, sobre seus alinhamentos, mas de forma externa ao segmento supracitado. Em áreas urbanizadas tal condição não precisa ser observada.

Por padronização, o PI deve ser sempre instalado na margem esquerda do curso d'água, mesmo que a seção de réguas linimétricas e as suas referências de nível estejam posicionadas na margem direita.

Os pontos PI e PF das seções transversais devem ser materializados em campo de tal modo que a reta formada entre eles seja perpendicular ao fluxo d'água do rio, com exceção dos controles hidráulicos de seção, em que essa reta pode ser oblíqua ao fluxo d'água do rio.

Caso a estação fluviométrica possua controle hidráulico de canal, os pontos PI e PF devem ser posicionados preferencialmente em cota superior a 2 metros da cota máxima observada na série histórica, seja ela obtida por meio de informações colhidas em campo, como marcas de cheias e relatos de moradores ou junto à defesa civil local, prevalecendo a que for maior (Figura 1). Tal condição não se aplica quando os pontos PI e PF estiverem alocados em planície de inundação.



Figura 1 - Controle Hidráulico de Canal

Para estações fluviométricas com apenas um controle hidráulico de seção, os pontos PI e PF devem ser posicionados em cota ligeiramente superior à de sua influência, sendo preferível que não se ultrapasse 1 metro no plano vertical. Se essas estações possuírem múltiplos controles de seção, devem ser instalados pontos PI e PF para cada um deles, com as cotas atreladas ao sistema altimétrico local da estação fluviométrica (Figura 2).

Caso as condições supracitadas não possam ser atendidas (construções, vegetação densa, impossibilidade de acesso), independentemente do tipo de controle observado, deve ser gerado um relatório fotográfico acompanhado de justificativa para a definição anômala desses pontos na ficha descritiva da estação fluviométrica. Sempre que possível, em conjunto com o relatório fotográfico, deve-se apresentar uma imagem de satélite ou aérea de alta resolução da região em análise.



Figura 2 - Controle Hidráulico de Seção

Em estações com controle hidráulico do tipo canal, onde os planos da seção transversal e de réguas linimétricas são coincidentes, uma das RNs da seção de réguas pode ser considerada como ponto inicial (PI), preferencialmente a de cota mais elevada, desde que esteja posicionada na margem esquerda do curso d'água.

Em estações com controle hidráulico do tipo de seção, o PI deve ser materializado ao lado esquerdo dessa estrutura, em uma cota superior à efetiva desse controle hidráulico. Do ponto de vista prático, a cota efetiva é representada pelo nível em que o controle passa a estar submerso (afogado), não promovendo quebra na linha do fluxo d'água (influência).

O PF, independentemente do tipo de controle hidráulico presente nesse posto fluviométrico, além de materializar em conjunto com o PI um plano perpendicular ao fluxo d'água local, deve ser posicionado de tal forma que a diferença altimétrica entre eles, sempre que possível, não seja superior a 50 cm. Caso a condição supracitada não possa ser atendida, deve ser gerado um relatório fotográfico acompanhado da respectiva justificativa, sendo anexadas à ficha descritiva da estação fluviométrica.

Para atendimento da condição de perpendicularidade ao fluxo de água no canal, em situações em que os pontos PI e PF não sejam intervisíveis, é desejável que as

coordenadas geodésicas destes pontos sejam coletadas com receptores GNSS de navegação, topográficos ou geodésicos, as quais devem ser plotadas inicialmente em mapa digital, antes da materialização definitiva, a fim de que a equipe possa avaliar visualmente o atendimento à condição pré-estabelecida. Mesmo em situações nas quais os pontos PI e PF sejam intervisíveis, o uso de mapas digitais antes da materialização em campo pode ser considerada uma boa prática.

Por fim, considerando o passivo dos levantamentos topográficos de seção transversal no âmbito da Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN), bem como a necessidade de reposicionar os pontos PI e PF, é indispensável que:

- os novos pontos PI e PF estejam posicionados sobre o mesmo alinhamento dos vértices antecessores, desde que esses atendam aos critérios supracitados, e
- sejam determinadas as distâncias relativas entre os vértices novos e antigos, sendo observado na ficha descritiva da estação fluviométrica.



Figura 3 - Controle de Seção Oblíquo
(Fonte: Google Earth, 2020)

1.4 Determinação das Coordenadas dos Pontos PI e PF

As premissas básicas para o estabelecimento dos pontos PI e PF em campo são que eles formem uma seção perpendicular em relação ao fluxo d'água e que sejam materializados por meio de RNs com as mesmas especificações construtivas do Capítulo I - . Contudo, tais condições, por si só, não garantem que estes sejam facilmente encontradas em campo ou que sejam reconstituídas às condições primárias, em caso de danos e avarias materiais. Para tal, é necessária a determinação das coordenadas planialtimétricas dos pontos inicial (PI) e final (PF).

A determinação das coordenadas planialtimétricas deve ser realizada, preferencialmente, com receptores geodésicos GNSS, empregando o método Diferencial Rápido Estático. Nesse caso, as coordenadas geodésicas dos pontos PI e PF devem ser determinadas em relação à RN da seção de régua linimétrica da estação fluviométrica (ponto base). Operacionalmente, a antena do receptor GNSS deve ser instalada sobre esses pontos usando-se bases niveladoras ou bastões com níveis circulares, devidamente acoplados a bipés ou tripés, estacionados por um período mínimo de 20 minutos, taxa de coleta de 1 segundo, com o rastreamento mínimo de seis satélites e com uma configuração espacial dos satélites que permita que seja alcançado

um PDOP inferior a 4, durante todo o levantamento.

Uma alternativa para a determinação das coordenadas geodésicas dos pontos inicial (PI) e final (PF) é o uso do método *Real Time Kinematic (RTK)*. De forma similar ao método Diferencial Rápido Estático, as coordenadas geodésicas desses pontos devem ser determinadas em relação à RN da seção de réguas linimétricas da estação fluviométrica (ponto base), com as ambiguidades obrigatoriamente resolvidas. A antena do receptor GNSS deve ser posicionada sobre esses pontos usando-se bastões com níveis circulares, estacionados por um período mínimo de 30 segundos, rastreamento no mínimo seis satélites e com uma configuração espacial dos satélites que permita um PDOP inferior a 4, durante todo o levantamento. Para tal, é necessário que as correções diferenciais sejam transmitidas da RN da seção linimétrica para os pontos inicial (PI) e final (PF) exclusivamente via enlace de rádio ou Protocolo IP, formando linhas de base com comprimento inferior a 20 km.

Não é permitido o uso da transmissão de correções diferenciais oriundos de satélites, tendo em vista que a acurácia posicional obtida com o uso das correções via enlace de rádio ou Protocolo IP é superior à via satélite (caráter local).

Destaca-se que nos levantamentos com receptores GNSS, a componente vertical resume-se a altitudes geométricas, sendo que o valor ortométrico (ou normal) é determinado aplicando-se a ondulação geoidal provenientes de modelos locais ou regionais. Para fins geodésicos, a distância entre os pontos PI e PF das seções transversais é pequena, de tal forma que a ondulação geoidal de ambos é praticamente idêntica, o que acarreta, conseqüentemente, na semelhança entre os desníveis geométrico e ortométrico formado entre eles.

Para essa atividade, é fundamental que o técnico de campo registre corretamente as alturas e os modelos das antenas GNSS, para as devidas reduções altimétricas. Se possível, o técnico também deve conferir o desnível entre os pontos inicial PI e PF por meio de técnicas de topografia terrestre (p.ex. nivelamento geométrico ou trigonométrico). Além disso, por se tratar de um levantamento por satélites, os pontos inicial (PI) e final (PF) devem estar longe de obstruções materiais como árvores e edificações, para minimizar os efeitos decorrentes do multicaminho dos sinais eletromagnéticos.

Na impossibilidade de que os pontos PI e PF sejam materializados longe de superfícies que obstruam ou reflitam os sinais eletromagnéticos provenientes dos satélites, a determinação das coordenadas planimétricas desses pontos deve ser realizada topograficamente empregando-se estações totais. Nesse caso, é obrigatório que duas RNs possuam suas coordenadas planimétricas conhecidas, as quais formarão uma base com azimute geodésico conhecido. O ideal é que o afastamento dessas RNs seja de no mínimo 50 metros.

1.4.1 Sequência da determinação das coordenadas geodésicas por topografia

Operacionalmente, instala-se a estação total sobre um dos pontos de base (com coordenadas planialtimétricas conhecidas), executando a centragem e calagem do equipamento, realizando *a posteriori* a visada ao prisma posicionado sobre o outro ponto de base, perfazendo a orientação do equipamento em um azimute geodésico conhecido. Em seguida, visam-se respectivamente os pontos PI e PF e registram-se os respectivos ângulos e distâncias para calcular suas coordenadas no sistema topográfico local.

Na situação em que o PI, o PF ou ambos não possam ser visados diretamente pela estação total, deve-se constituir uma poligonal aberta para a determinação de suas coordenadas.

Para fins de cálculo, transformam-se, inicialmente, as coordenadas geodésicas dos pontos de base para o sistema topográfico local, cujas fórmulas encontram-se disponibilizadas no Anexo A da NBR 14166 (1998). Com base nos ângulos e distâncias lidos na estação total, calculam-se as coordenadas planialtimétricas dos pontos inicial PI e PF no sistema topográfico local. Por fim, estas devem ser transformadas para o sistema geodésico.

Entre os erros operacionais mais comuns em levantamentos topográficos que empregam técnicas trigonométricas (estação total), destacam-se as falhas na pontaria dos alvos (prismas). Para minimizar os efeitos dessas falhas, deve-se realizar, no mínimo, três repetições (ou reiterações) das leituras angulares horizontal e vertical, de forma direta e indireta, devendo-se adotar o valor médio observado nos cálculos de irradiação ou de poligonização topográfica.

1.5 Levantamento da Porção Seca

O levantamento planialtimétrico da porção seca pode ser realizado com métodos convencionais de topografia (nível topográfico ou estações totais) ou espaciais (receptores geodésicos GNSS). O espaçamento máximo entre os pontos de amostragem deve seguir as distâncias contidas na Tabela 1. Contudo, em regiões do terreno que apresentem mudanças significativas de declividade entre dois pontos consecutivos do levantamento ($>45^\circ$), a amostragem deve ter uma resolução maior, cujo espaçamento máximo entre os pontos deve ser de 1 metro, de forma que sejam registradas todas as inflexões morfológicas da seção transversal.

No âmbito deste documento, a porção seca deve ser entendida como a parte do terreno constituída entre o nível d'água no instante do levantamento topográfico, passando-se pelos pontos que materializam a seção transversal (PI ou PF) e pelo ponto de enchente máxima local, chegando ao ponto distante 100 metros

no plano horizontal ou 2 metros no plano vertical (o que vier primeiro). Dessa forma, percebe-se que a delimitação superficial da porção seca pode ser variável ao longo do tempo. Nesse sentido, deve-se buscar que os levantamentos das seções transversais sejam executados preferencialmente sob o mesmo regime hidrológico.

Como mencionado anteriormente, o levantamento da porção seca da seção transversal deve ser sempre realizado de forma perpendicular ao escoamento, salvo em condições em que o controle hidráulico de seção seja oblíquo ao fluxo d'água natural. Nesse sentido, é recomendável a abertura de picadas na vegetação ciliar, de forma a permitir o bom alinhamento dos pontos a serem levantados. Além disso, pontos em que se perceba mudanças no tipo da cobertura vegetal, de limite entre as calhas menor e maior ou qualquer outra singularidade julgada relevante (edificações, diques naturais e artificiais como aterros de rodovias e ferrovias, pedras, pilares de ponte, muro de arrimo) devem ser destacados com observações na ficha de levantamento e por meio gráfico.

Extensão da margem seca (m)	Espaçamento horizontal máximo permitido (m)
0-10	1
10 -20	2
20 - 50	4
50 - 100	8
Acima de 100	não superior a 10 % da distância total

Tabela 1 - Espaçamento horizontal máximo permitido para o levantamento da porção seca da seção transversal

A apresentação do perfil da seção transversal deve ser realizada obrigatoriamente na forma tabular e gráfica. Na primeira condição, a apresentação deve adotar o padrão estabelecido no programa HIDRO, contendo minimamente o número da estaca (ponto levantado), sua distância horizontal em relação ao PI e a respectiva cota local. Em relação à apresentação gráfica, ela deve conter os

mesmos elementos descritos na forma tabular, sendo permitido o uso de exa­geros nos eixos horizontal e vertical nos eixos coordenados (Figura 4).

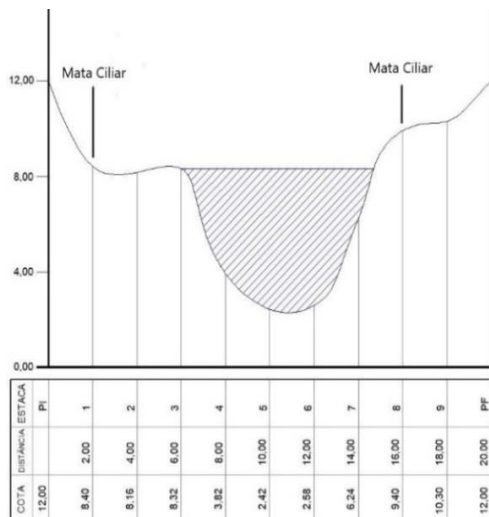


Figura 4 - Perfil da seção transversal

Com base na definição de seção transversal, é fundamental que todos os pontos levantados sejam pertencentes a esse plano. Para tal, a sua materialização deve ser realizada fisicamente por meio de um cabo graduado, devidamente fixado nos pontos PI e PF, ou por estaqueamento. Há ainda uma terceira possibilidade, na qual a materialização não se dá fisicamente, mas diretamente com a instalação dos equipamentos de medição (nível topográfico ou estação total) sobre os pontos PI e PF, sendo que a medição dos pontos da seção de controle se processa diretamente sobre a projeção desse alinhamento no terreno. No caso em que os pontos PI e PF não sejam intervisíveis, é necessário implantar uma poligonal enquadrada nesses pontos, a fim de determinar as coordenadas dos pontos intermediários. A partir destes deve-se proceder à locação física dos pontos da seção transversal.

Naturalmente, o uso exclusivo dos cabos graduados só é possível quando a distância entre os pontos PI e PF for de no máximo 200 metros de extensão e a variação altimétrica entre o NA e um desses pontos referenciais for inferior a 5 metros. Em condições superiores às

pré-estabelecidas, o cabo graduado pode sofrer com o efeito de catenária (decorrente do seu próprio peso), e conseqüentemente interferir no registro da distância entre os pontos da seção transversal (Figura 5).

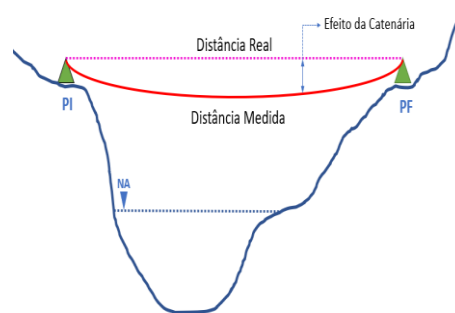


Figura 5 - Efeito da catenária

Por fim, a restrição supracitada, referente à variação altimétrica entre o NA e um desses pontos referenciais, busca evitar que o auxiliar de topografia erre na leitura do cabo graduado e conseqüentemente no registro da distância entre os pontos da seção transversal.

Para as demais condições em que se deseje materializar fisicamente a seção transversal, é obrigatório o estabelecimento de um estaqueamento da seção transversal, em que a equidistância máxima entre as estacas seja de 5 metros. Nesse caso, deve-se instalar o equipamento topográfico (nível topográfico ou estação total) sobre o PI, executando inicialmente a sua centragem e calagem. Em seguida, procede-se a visada sobre o PF e fixa-se o equipamento na abertura angular horizontal. Prontamente, com o auxílio de uma mira graduada (nível topográfico) ou de um prisma (estação total) procede-se o estaqueamento referente àquela margem. Por fim, realiza-se o mesmo procedimento na margem oposta, fazendo a instalação do equipamento topográfico sobre o PF e visa-se o PI. Por conveniência operacional, esse estaqueamento pode ser materializado permanentemente em campo.

2 Levantamento da Porção Seca com Nivelamento Geométrico

O levantamento da porção seca da seção transversal, utilizando níveis topográficos, sempre deve ser precedido de verificação e retificação desses equipamentos, conforme procedimento estabelecido nos itens 2 e 3 do Capítulo I - deste Manual. Também é preferível que seja utilizado equipamento eletrônico, em modo de leitura digital, para essa atividade.

O levantamento, propriamente dito, deve sempre ser iniciado no PI (topo do marco materializado), independentemente do tipo de controle hidráulico. Nas estações com controle hidráulico de canal, caso o PI não esteja instalado na cota máxima de extravasamento observada, deve-se partir primeiramente do PI até o ponto que materializa essa cota acrescida do valor vertical correspondente a 2 metros e seguir o levantamento até o NA da margem esquerda. No caso de rios com área de extravasamento em planície deve-se empregar a regra definida no item 1.2 deste Capítulo, no qual deve-se medir apenas os 100 metros posteriores aos vértices PI e PF. No caso de estações com controle hidráulico de seção, deve-se partir do PI até o NA da margem esquerda, pois não há necessidade de seguir o levantamento acima da cota de influência. Posteriormente, o procedimento anterior deve ser reproduzido na margem oposta, partindo do PF e terminando no NA da margem direita.

As visadas devem ser planejadas de modo a atender, obrigatoriamente, o espaçamento horizontal máximo estabelecido na Tabela 1, além de captar as singularidades descritas no item 1.5 deste Capítulo. Os pontos do levantamento da seção transversal devem ser posicionados de forma a garantir a condição de alinhamento entre o PI e PF e a perpendicularidade em relação ao fluxo do corpo hídrico. Recomenda-se a abertura de picada na mata ciliar para que a materialização da seção transversal se dê conforme abordado no item 1.5 deste Capítulo. Devem ser observadas as boas práticas de utilização de

níveis topográficos contidas nos itens 2 e 3 do Capítulo I - deste Manual.

Quando a seção transversal estiver posicionada de forma coincidente à seção de réguas linimétricas da estação fluviométrica, o valor de cota obtido pela leitura do NA no levantamento deve ser similar a leitura do NA realizada na régua linimétrica, sendo esse valor empregado apenas para o controle de qualidade altimétrico deste perfil transversal. É vedado o uso da leitura do NA como ponto de partida do levantamento de seção transversal.

Para anotação dos dados levantados, em campo, o técnico poderá utilizar a ficha descritiva do levantamento de seção transversal conforme exemplificado no Apêndice A.

Após a conclusão do levantamento dos elementos da seção transversal, os dados devem ser transcritos do arquivo digital (nível digital) ou da planilha em papel (nível ótico), em escritório, para o sistema HIDRO, SGIH ou outro similar em utilização, devendo obedecer ao ordenamento estabelecido pelo programa computacional.

Os itens 2.1 e 2.2 deste Capítulo abordam os dois tipos de nivelamento geométrico que podem ser adotados para o levantamento da porção seca da seção transversal, destacando-se as vantagens e desvantagens, bem como a metodologia de trabalho que deve ser seguida.

As principais desvantagens da utilização de níveis topográficos para o levantamento da porção seca são: dificuldade na manutenção do alinhamento após mudanças de plano, cálculos mais complexos para a obtenção das distâncias horizontais e maior tempo de trabalho ao se comparar com o levantamento utilizando estação total.

2.1 Nivelamento Geométrico com Visadas Intermediárias com o Instrumento no Alinhamento da Seção Transversal

Com essa metodologia, o nível topográfico deve ser posicionado sobre o alinhamento da seção transversal, em posição exatamente coincidente com as estacas de materialização (ver item 1.3 deste Capítulo), verificado com o fio de prumo, ou sobre o cabo de aço ou corda graduados, enquanto a mira topográfica deve ser posicionada sobre o PI. A primeira leitura, denominada de “Ré”, deve ser realizada na mira topográfica posicionada sobre o PI. Adicionando o valor da cota (ou altitude) do PI à leitura executada (Ré) determina-se o primeiro “plano de referência” do equipamento. Em seguida, a mira topográfica é posicionada sobre o ponto subsequente da seção transversal, efetuando-se a leitura (Vante), ora denominado por “intermediário”. Destaca-se que para a obtenção da cota desse ponto, deve-se subtrair o valor lido daquele registrado para o plano de referência. Após a determinação da cota do ponto intermediário, a mira deve ser transportada a um ponto posterior, mantendo-se o alinhamento, sendo

realizadas outras leituras de Vante para os demais pontos intermediários visíveis. Recomenda-se respeitar os limites inferiores (0,5 metro) e superiores (3,5 metros) de leitura na mira topográfica, sendo a distância horizontal máxima recomendada para as visadas igual a 60 metros.

Após a determinação da cota do último ponto intermediário, o equipamento deve ser transportado a um ponto subsequente, em posição exatamente coincidente com uma das estacas de materialização da seção transversal, verificada com o fio de prumo, ou sobre o cabo de aço ou corda graduada, mantendo-se o alinhamento. Então realiza-se a leitura de Ré no último ponto intermediário observado, a fim de se estabelecer um novo plano de referência do equipamento. O procedimento descrito deve ser repetido até que o NA da margem esquerda seja alcançado (Figura 6). O mesmo método deve ser realizado na margem oposta partindo-se do PF até o NA da margem direita. É importante destacar que as distâncias entre os pontos “intermediários” devem respeitar os valores máximos estabelecidos na Tabela 1.

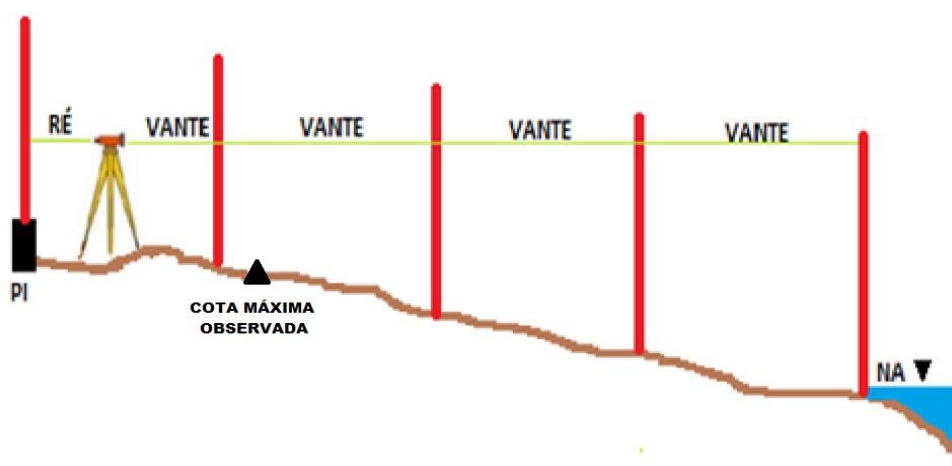


Figura 6 - Nivelamento Geométrico Simples em Linha

Considerando que sobre os últimos pontos intermediários dos lances de visadas será realizada a leitura de “Ré” subsequente, sugere-se que estes sejam materializados por uma estaca de madeira fixada rente ao solo ou

por outra estrutura natural, rígida e permanente presente no local.

Uma das vantagens desse método é a necessidade de uma pequena quantidade de

realocações do equipamento durante a realização dessa atividade, tratando-se de um benefício tanto no tempo de execução dessa tarefa, pois se realiza um menor número de leituras e mudanças de plano de referência. Em decorrência desse fato, há um incremento na acurácia posicional dos pontos coletados para a seção transversal.

Como o equipamento de topografia encontra-se instalado sobre o traço da seção transversal, as mensurações das distâncias de pontos consecutivos daquele perfil podem ser extraídas ou realizadas diretamente nele, sem a necessidade de efetuar qualquer tipo de correção numérica. Tal característica trata-se, certamente, de uma grande vantagem operacional e na acurácia na mensuração de distâncias.

As distâncias dos pontos da seção transversal em relação aos vértices PI e PF podem ser obtidas pelo somatório das distâncias das leituras de Ré e de Vante fornecidas pelo equipamento. Em caso de utilização de nível topográfico digital, as mensurações de distâncias são registradas na memória interna do equipamento e apresentadas na sua tela, caso o operador deseje anotar em uma caderneta externa o valor da leitura efetuada. Já no caso da utilização de um nível topográfico ótico, as distâncias horizontais (DH) das leituras de Ré e Vante devem ser obtidas por meio da leitura dos fios estadimétricos superior e inferior (Equação).

$$DH_{(m)} = \frac{(L_S - L_I)f}{1000}$$

(Equação 13)

em que,

- **f**: fator de conversão do nível topográfico (em geral, constante igual a100);
- **L_S**: leitura do fio estadimétrico superior, em milímetros; e

- **L_I**: leitura do fio estadimétrico inferior, em milímetros.

No entanto, como principal desvantagem pode-se citar o distanciamento da condição ideal de realização de visadas equidistantes, o que torna o método mais suscetível ao erro de colimação do nível. Dessa forma, é fundamental que o equipamento sempre seja retificado antes do processo de mensuração.

Como alternativa, as medições de distâncias podem ser realizadas por trena ou cabo graduado, desde que seja garantido sua horizontalidade. No caso da utilização da trena, recomenda-se que a equipe de campo seja composta por três integrantes, um responsável pelo nível topográfico e outros dois para manuseio da trena.

Por fim, destaca-se que, quando a seção transversal estiver posicionada de forma coincidente à seção de réguas linimétricas da estação fluviométrica, o valor de cota obtido na leitura do NA deve coincidente com a leitura de NA realizada na régua linimétrica.

2.2 Nivelamento Geométrico com Visadas Intermediárias com o Equipamento Fora do Alinhamento da Seção Transversal

O presente método é uma alternativa que não necessita manter o alinhamento do nível topográfico em relação à seção transversal. Como vantagens, há maior versatilidade para o posicionamento do nível topográfico e possibilidade de menor número de mudanças de plano de referência (instalações do equipamento) ao se comparar com o método explicitado anteriormente. Como na metodologia anterior, as visadas não são equidistantes, o que o torna o processo mais suscetível a erros de colimação do nível topográfico.

Além disso, esse processo é dependente de tomadas de distâncias acuradas com trenas ou cabos graduados, de tal forma que sua

empregabilidade é restrita quando o deslocamento da mira topográfica for realizado diretamente sobre o alinhamento (materializado por um cabo de aço ou corda graduada) ou sobre estacas previamente fixadas *in loco*. Cabe ressaltar que na execução do nivelamento geométrico com o equipamento topográfico fora do alinhamento da seção transversal, os pontos que a constituem devem ser levantados de forma a garantir, obrigatoriamente, o espaçamento horizontal máximo estabelecido na Tabela 1, além de captar as singularidades descritas no item 1.5 deste Capítulo.

Em algumas situações, as margens podem apresentar características que impeçam a alocação do equipamento topográfico no eixo do alinhamento da seção transversal, requerendo mudanças em seu posicionamento ao longo do percurso de deslocamento. Nesse caso, o início do levantamento se dá com o posicionamento do nível topográfico em um ponto qualquer, desde que seja possível realizar as leituras sobre o ponto PI e sobre os demais pontos de interesse ao longo da seção transversal. O técnico de campo deve estar atento na escolha deste local, pois a existência de obstruções materiais ao longo das linhas de visada pode dificultar ou impedir a execução

deste levantamento. Destaca-se que o técnico deve fazer as alterações necessárias da posição do equipamento até chegar ao NA da margem levantada. Além disso, ele também deve respeitar o limite máximo para o comprimento das visadas com o nível topográfico igual a 60 metros, seja empregado o equipamento digital ou ótico. Por fim, recomenda-se que sejam efetuadas leituras entre o intervalo correspondente a 0,5 e 3,5 metros, evitando-se os efeitos de reverberação e da ação de ventos (verticalidade da mira topográfica), respectivamente.

Como no método anterior, com o equipamento estacionado e devidamente nivelado, visa-se a mira topográfica posicionada sobre o ponto PI, ora denominada de leitura de “Ré”. Adicionando o valor da cota (ou altitude) do PI observado à leitura executada (Ré), determina-se o primeiro “plano de referência” do equipamento. Em seguida, efetua-se as visadas de Vante, ora denominadas neste documento por “intermediárias”, na mira topográfica posicionada sobre os pontos de interesse ao longo da seção transversal. Para obtenção das cotas das leituras de vante, deve-se subtrair do valor do plano de referência dos valores obtidos nas leituras de Vante (Figura 7).

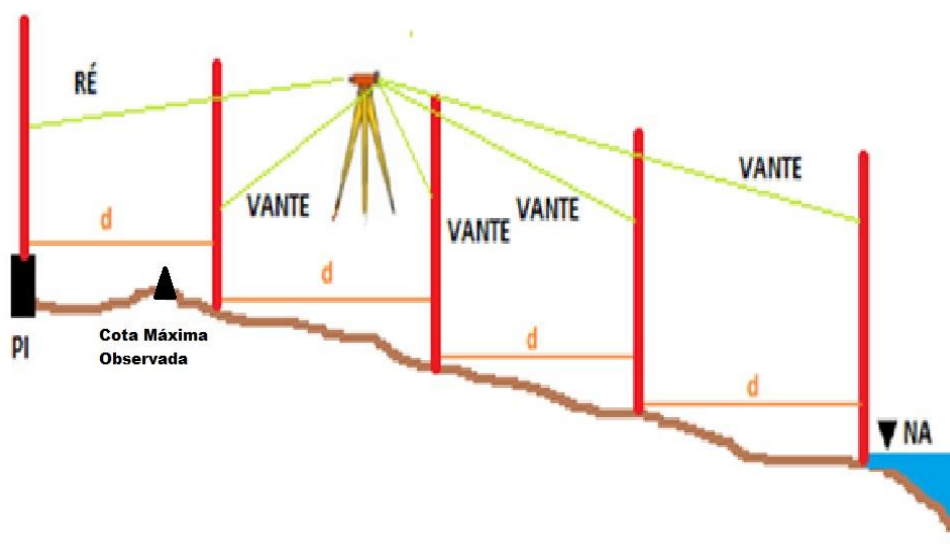


Figura 7 - Nivelamento Geométrico com Equipamento fora do Alinhamento da Seção Transversal

Para os casos em que se faz necessária a mudança do posicionamento do nível topográfico, deve-se utilizar o ponto da última visada de Vante como base para mudança de plano de referência. Os procedimentos descritos devem ser repetidos até que o NA da margem esquerda seja alcançado. Da mesma forma, o procedimento deve ser realizado na margem oposta partindo-se do PF até o NA da margem direita. É importante destacar que as distâncias entre os pontos “intermediários” devem respeitar os valores máximos estabelecidos na Tabela 1 - Espaçamento horizontal máximo permitido para o levantamento da porção seca da seção transversal

Assim como no nivelamento geométrico com equipamento no alinhamento da seção transversal, sobre os últimos pontos intermediários dos lances de visadas deve ser realizada a leitura de “Ré” subsequente, portanto, sugere-se que estes sejam materializados por uma estaca de madeira, fixada rente ao solo ou por outra estrutura natural, rígida e permanente.

As distâncias (d) entre os pontos da seção transversal podem ser obtidas utilizando-se uma trena ou cabo graduado, desde que se garanta a sua horizontalidade. Para o caso de utilização da trena, é importante salientar que a equipe de campo deve ser composta com o mesmo quantitativo de técnicos adotado para a metodologia anterior.

3 Levantamento da Porção Seca utilizando Estação Total

Estação Total é um equipamento topográfico que tem como finalidade a medição de ângulos e distâncias de forma automatizada, esses valores são gravados na sua memória interna e exibidos em seu visor digital. Isso viabiliza o cálculo das coordenadas locais ou geodésicas,

levantadas em campo, utilizando software específico de topografia, que possibilita, de forma automatizada, a criação de relatórios, perfis transversais e desenhos bi ou tridimensionais.

Para o levantamento da seção transversal, as estações totais devem ser de média ou alta precisão, conforme a classificação que consta na Tabela 4 – Classificação de Estações Totais da NBR 13133 (1994). Neste sentido, podem ser empregados equipamentos que permitam leituras angulares com precisão de 7” ou superior, e medição de distâncias com precisão de +/- 5 mm + 5 ppm x distância ou superior.

Para iniciar o levantamento topográfico da seção transversal, os vértices PI e PF já devem ter sido materializados em campo e as suas coordenadas planialtimétricas definidas no sistema topográfico local, formando, para os devidos fins, o alinhamento de partida (azimute conhecido) para a determinação das coordenadas planialtimétricas dos demais pontos da seção transversal. Caso os pontos PI e PF não sejam intervisíveis, deve-se materializar no terreno pelo menos um terceiro ponto para que seja formado um alinhamento com um azimute conhecido. Na hipótese de os pontos PI e PF, apesar de intervisíveis, serem muito distantes (Ex: rios amazônicos), é necessária a implantação de um marco adicional em cada uma das margens do rio, cujo objetivo também é estabelecer um alinhamento com um azimute conhecido. Por fim, cabe destacar que as coordenadas planialtimétricas destes pontos adicionais devem ser determinadas empregando-se a mesma metodologia e acurácia aplicada para os pontos PI e PF.

Em termos práticos, para iniciar o processo de mensuração com este equipamento, ele deve ser devidamente instalado sobre o ponto PI. Em seguida, faz-se a leitura no prisma posicionado sobre o ponto PF, definindo, portanto, o alinhamento de partida para a determinação das coordenadas planialtimétricas dos demais

pontos da seção transversal. Em função das condições explicitadas no parágrafo anterior, é possível formar o alinhamento de partida com pontos adicionais implantados nas margens do curso d'água.

De forma geral, o levantamento propriamente dito deve sempre ser iniciado no PI (topo do marco materializado), independentemente do tipo de controle hidráulico.

Nas estações com controle hidráulico de canal, caso o PI não esteja instalado na cota máxima de extravasamento observada, deve-se partir primeiramente do PI até o ponto que materializa essa cota, acrescida do valor vertical correspondente a 2 metros e seguir o levantamento até o NA da margem esquerda. No caso de rios com área de extravasamento em planície deve-se empregar a regra definida no item 1.2 deste Capítulo, no qual deve-se medir apenas os 100 metros posteriores aos vértices PI e PF. No caso de estações com controle hidráulico de seção deve-se partir do PI até o NA da margem esquerda, pois não há necessidade de seguir o levantamento acima da cota de influência. Posteriormente, o procedimento anterior deve ser reproduzido na margem oposta, partindo do PF e terminando no NA da margem direita. As visadas devem ser planejadas de modo a atender, obrigatoriamente, o espaçamento horizontal máximo estabelecido na Tabela 1, além de captar as singularidades descritas no item 1.5 deste Capítulo. Os pontos do levantamento da seção transversal devem ser posicionados de forma a garantir a condição de alinhamento entre o PI e PF e a perpendicularidade em relação ao fluxo do corpo hídrico.

Após a conclusão do levantamento topográfico da seção transversal, os dados armazenados na memória da estação total devem ser transferidos para o programa computacional específico de topografia (fornecido normalmente pelo representante comercial do equipamento) para cálculo das coordenadas planialtimétricas dos pontos do perfil da seção

transversal. Posteriormente, eles devem ser transcritos para a ficha padrão de Levantamento de Seção Transversal (LST), ou sistema similar em utilização. A título de exemplificação, o sistema HIDRO, gerenciado pela ANA, emprega como padrão a distância horizontal em relação ao vértice PI e a cota no sistema altimétrico local.

Com objetivo de minimizar a possibilidade de erro e padronizar a origem do LST pelas equipes em campo, recomenda-se iniciar o levantamento topográfico da seção transversal pelo ponto PI. Além disso, é recomendável a abertura de picada na vegetação ciliar ao longo do alinhamento da seção transversal, de modo a facilitar o deslocamento da equipe de campo e eliminar a presença de obstáculos ao longo das linhas de visada.

3.1 Instalação de uma Estação Total

Para a correta operação de uma estação total é necessário que o operador de campo realize a centragem e calagem do equipamento, independentemente do modelo do instrumento a ser empregado nessa atividade.

No processo de “centragem” faz-se com que o eixo principal (vertical) do equipamento de topografia coincida com a vertical do ponto de referência (Ex. PI ou PF). Em termos gerais, fixa-se o tripé ao solo e ajusta-o de forma que o apoio do equipamento (berço do tripé) fique sobreposto ao vértice de referência, mantendo-o em um plano horizontal em relação ao terreno. Em seguida, com o auxílio de um prumo, seja ótico ou digital, movimentando-se as pernas do tripé ou trasladando o equipamento no berço de apoio força-se a coincidência do eixo principal do equipamento com a vertical do ponto de referência (Figura 8).

Em termos práticos, para realizar a centragem da estação total, o seu operador deve realizar os seguintes procedimentos em campo, a saber:

- Instala-se o tripé sobre o vértice de referência. Para que o operador tenha mais conforto durante o levantamento, regula-se a altura do tripé, em sua posição vertical, afrouxando os parafusos de fixação das suas pernas até que o berço de apoio atinja a altura do queixo do operador de campo. Atingindo-se àquela altura, aperta-se novamente os parafusos de fixação do equipamento. Em seguida, deve-se estender as pernas do tripé até que a

base de apoio esteja acima da chapa ou pino no centro do vértice de referência (PI ou PF), em torno da altura do peito do operador. Por fim, pressione uma das pernas do tripé contra o solo para a sua devida fixação, enquanto as outras duas pernas devem estar apenas apoiadas ao solo. Procure deixar a base de apoio de forma mais próxima possível do plano horizontal, facilitando assim a própria calagem do equipamento (Figura 9).

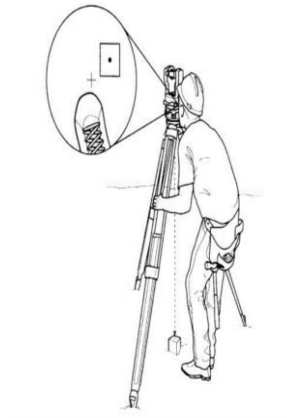


Figura 8 - Centragem da estação total



Figura 9 - Instalação do tripé

- Coloque a estação total na base de apoio do tripé e acople o parafuso de fixação no equipamento (Figura 10).



Figura 10 - Fixação da Estação Total no Tripé

- Com o prumo óptico ou digital, centralize a estação total sobre o vértice (Figura 11).
- Considerando que uma das pernas do tripé encontra-se fixada no solo, mexa as outras duas pernas até que o prumo fique acima da marca de identificação na chapa ou pino (Figura 12). Com isso, finaliza-se o processo de centragem da estação total.



Figura 11 - Uso do Prumo da Estação Total

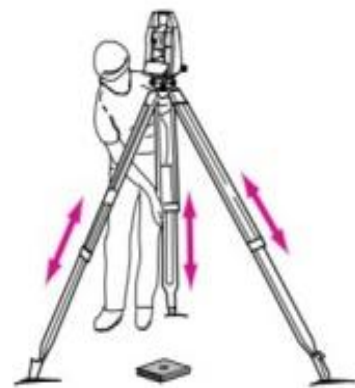


Figura 12 - Movimentação das Pernas do Tripé

No processo de “calagem” faz-se com que o eixo secundário do equipamento, também chamado por eixo de rotação da luneta, mantenha-se horizontalizado em relação a vertical do lugar. Em termos gerais, esse processo também é denominado por “nivelamento” do equipamento.

Na prática, para realizar a calagem da estação total, o seu operador deve realizar os seguintes procedimentos em campo, a saber:

- Observar a bolha circular que está na estação total e regular a altura de cada perna do tripé até conseguir centralizá-la. Dessa forma, é realizado o nivelamento do equipamento de forma primária (ou aproximada), tendo em vista que a bolha circular tem uma

precisão inferior em relação a tubular e a digital (Figura 13).

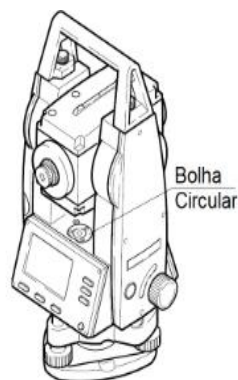


Figura 13 - Nivelamento da bolha circular

- Verificar que quando a bolha circular estiver horizontalizada, deve-se nivelar a bolha tubular que se localiza abaixo da luneta do equipamento ou, no caso dos equipamentos mais modernos, nivelar a bolha digital. Para isso, coloque a bolha tubular (ou a digital) paralela a dois parafusos calantes. Em seguida, nivele a bolha utilizando aqueles parafusos calantes. Na sequência, rotacione o equipamento em 90° e nivele a bolha tubular (ou a digital) novamente com o terceiro parafuso calante. Para finalizar esse processo, rotacione novamente o equipamento em 90° e verifique se a bolha tubular (ou digital) manteve-se nivelada. Caso a bolha estiver desnivelada, repita esse processo desde o início (Figura 14).



Figura 14 - Nivelamento da bolha tubular

Ao finalizar a etapa de calagem é muito provável que o prumo óptico ou digital não

esteja mais na marca da chapa ou pino de centragem do vértice de referência. Para centrar novamente a estação total, solte um pouco o parafuso de fixação da base de apoio do tripé e desloque suavemente a estação total até que o prumo do equipamento volte ao centro daquele vértice. Após centralizar o instrumento, fixe novamente o parafuso de fixação da base de apoio do tripé. Se necessário, refaça o nivelamento da bolha tubular (ou digital) da estação total como descrito anteriormente.

Com a conclusão dessas etapas, a estação total estará pronta para realizar as medições angulares e de distância.

Em termos operacionais, recomenda-se que sejam levadas duas baterias carregadas para campo por precaução. Ressalta-se que as estações totais são totalmente digitais, necessitando do uso de baterias para desempenhar toda e qualquer função operacional.

3.2 Operação Geral da Estação Total

Após instalar a estação total corretamente, o equipamento estará pronto para iniciar o levantamento topográfico da seção transversal (LST).

A operação da estação total em campo para o levantamento topográfico da seção transversal seguirá as seguintes etapas:

- Crie um projeto na memória interna da estação total, cuja nomenclatura a ser adotada deve associar diretamente a seção transversal que está sendo levantada topograficamente. Assim, sugere-se usar o código do posto fluviométrico como nome do projeto.
- Inicie a coleta de dados. Primeiramente, o operador de campo deve informar o ponto sob o qual a

estação total foi instalada (Ex: PI ou PF), inserindo as coordenadas topográficas locais e a altura do equipamento (HI). Na Figura 15 é mostrado o ponto de referência na lateral da estação total para as medições da altura do equipamento, cuja marcação encontra-se, em geral, em formato de cruz. Destaca-se que essa medição impacta diretamente na acurácia do levantamento altimétrico.



Figura 15 - Local para medição da altura

- A próxima etapa corresponde a orientação do equipamento, materializando um azimute de partida. Com o equipamento posicionado e devidamente instalado no ponto PI (ou PF) visa-se um outro ponto com coordenadas conhecidas, fazendo a leitura sob um bastão com um alvo (prisma) acoplado. Para tal, o operador deve proceder a intersecção do retículo horizontal do equipamento com o eixo vertical do bastão, bem como a intersecção do retículo vertical do equipamento com o eixo horizontal (central) do prisma (Figura 16). Por se tratar de mensurações trigonométricas, é fundamental a mensuração correta da altura do bastão desde a sua extremidade inferior até o eixo central do prisma. Do mesmo modo que na altura do equipamento, a mensuração da altura do bastão impactará na acurácia do levantamento altimétrico da seção transversal. Tal é essa a importância que é recomendado definir

uma altura padrão do prisma e não a alterar durante todo o processo de levantamento. Caso seja necessária alguma mudança, o operador da estação total deve ser informado imediatamente pelo auxiliar de campo, de modo que o primeiro altere essa informação no equipamento, evitando a inserção de erros grosseiros na coleta dos pontos da seção transversal.



Figura 16 - Prisma Topográfico

- Com todos os elementos antecessores definidos, inicia-se as medições planialtimétricas dos pontos da seção transversal por meio de “irradiações”. Deve-se informar o nome do ponto de forma sequencial, empregando preferencialmente apenas numerais.

Concluído o levantamento da seção transversal, os dados devem ser descarregados e processados nos programas específicos de topografia. Cada modelo de estação total possui características operacionais específicas para realizar as funções supracitadas. Assim, em função dos inúmeros tipos de equipamentos disponíveis no mercado, não cabe tratar de cada uma destas especificidades neste documento. Nesse sentido, o operador do equipamento deve sempre utilizar o seu manual técnico, garantindo a boa e correta operação da estação total.

Por fim, os dados coletados em campo devem ser transcritos da caderneta eletrônica da estação total para o sistema SGIH ou outro similar em utilização.

3.3 Locação Topográfica com Estação Total

A locação topográfica consiste em materializar, no terreno, pontos com coordenadas locais ou geodésicas previamente conhecidas. Esta locação topográfica se faz necessária em situações como:

- Elementos que compõem a estação fluviométrica ou a seção transversal devem ser implantados no campo em local previamente definido no escritório. A título de exemplificação, cita-se o caso em que o ponto PI da seção transversal de uma estação fluviométrica, em um evento extremo de cheias, foi danificada ou deslocada, e que precisa ser realocada novamente nas proximidades do vértice originário.
- Visualizar no terreno pontos que compõem a seção transversal, possibilitando assim a sua determinação altimétrica. Nesse caso, é possível que o operador da estação total já leve à campo o seu equipamento programado com as coordenadas planimétricas dos pontos da seção transversal, obedecendo os critérios estabelecidos na Tabela 1.

As coordenadas locais ou geodésicas dos pontos definidores ou que compõem a seção transversal a serem locados em campo, devem ser transferidos através de software de topografia para a memória interna do equipamento. Tal procedimento é recomendável pois elimina-se eventuais erros de digitação, introduzidos a partir do teclado do equipamento.

As metodologias de instalação do equipamento e dos procedimentos operacionais de campo são as mesmas descritas no tópico anterior. A única diferença em relação a operação convencional da estação total é que na locação topográfica busca-se, na memória interna do equipamento, as informações cadastrais dos

pontos que se desejam materializar em campo, e tomando como referência o azimute de partida, a própria estação total calcula os ângulos de abertura e as distâncias para aqueles pontos. Assim, para a locação topográfica de um ponto qualquer, deve-se manter o alinhamento de referência (azimute conhecido) e de posse da informação angular, o operador da estação total inicialmente posiciona o prisma sob o alinhamento pré-definido. Em seguida, ele deve efetuar consecutivas interrogações ao equipamento até que a distância calculada seja observada.

3.4 Levantamento da Seção Transversal com PI e PF Intervisíveis

Quando os pontos PI e PF forem intervisíveis (Figura 17), deve-se inicialmente estacionar a estação total no ponto inicial da seção transversal (PI), perfazendo os procedimentos de centragem e calagem, bem como realizar a mensuração da sua altura em relação ao ponto topográfico, conforme descrito no item 3.2 deste Capítulo. Em seguida, com movimentos nas alidades horizontal e vertical, efetua-se a materialização da seção transversal visando o prisma localizado no ponto final da seção transversal (PF). Como uma boa prática de campo, o operador da estação total pode comparar a distância PI - PF mensurada pelo equipamento com o valor de referência, tendo em vista que se conhece de antemão as coordenadas de ambos os pontos no sistema topográfico local. O desvio máximo entre as distâncias mensurada e conhecida deve estar compatível com a precisão de mensuração linear do equipamento.

Destaca-se que o prisma deve estar devidamente acoplado a um bastão graduado, o qual, no momento da visada de mensuração, deve estar apurado e calado sobre o ponto PF, de forma a permitir a coincidência do fio estadimétrico vertical da estação total com o eixo vertical do bastão graduado. Como explicitado anteriormente, recomenda-se a fixação da altura do prisma durante o

levantamento topográfico, de modo a evitar a inserção de erros grosseiros na determinação altimétrica dos pontos da seção transversal.

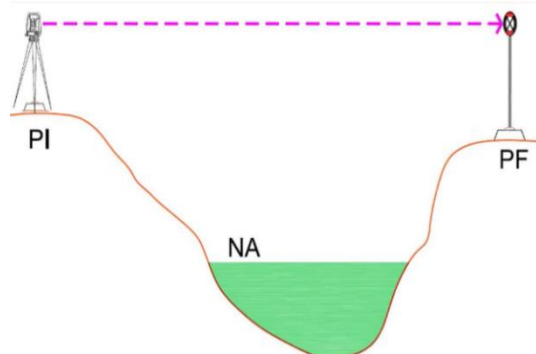


Figura 17 - PI e PF Intervisíveis

Nesse caso, tem-se a materialização propriamente dita da seção transversal. Em termos práticos, para o levantamento planialtimétrico dos demais pontos constituintes da seção transversal, o operador de campo deve fixar aquela leitura angular (ou zerá-la) e sem movimentar a alidade horizontal do equipamento, executar irradiações, registrando a distância horizontal em relação ao vértice PI e a cota no sistema altimétrico local. Lembra-se que o auxiliar de campo, sob comando do operador da estação total, deve manter-se sobre o alinhamento da seção transversal e coletar os pontos necessários até que o NA da margem esquerda seja alcançada, sempre observando as preconizações estabelecidas no item no item 1.5 presentes neste Capítulo (Figura 18).

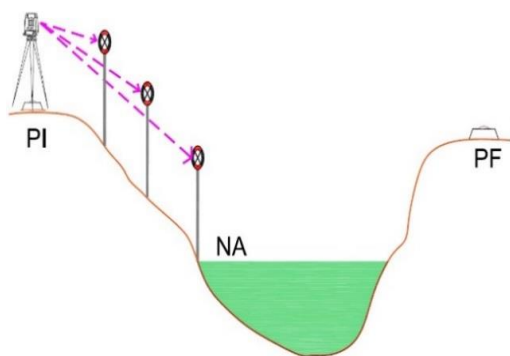


Figura 18 - PI e PF Intervisível – Levantamento de Pontos na Seção Transversal

Nos cursos d'água com extravasamento em planície (ex.: região do Pantanal), em que os vértices PI e PF estão materializados em cota inferior a cota máxima observada no local, existe, como explicitado anteriormente neste documento, a necessidade da determinação altimétrica de pontos externos àquela porção do terreno (Figura 19). Nesse caso, o operador da estação total deve rotacionar a alidade horizontal do equipamento em exatamente 180° e efetuar a coleta dos dados planialtimétricos dos pontos necessários, obedecendo naturalmente os critérios estabelecidos no item 1.3 e na Tabela 1.

O mesmo método deve ser realizado na margem oposta do curso d'água, instalando agora a estação total sob o ponto PF e visando o ponto PI para materialização do azimute de partida e da própria seção transversal. Nesse caso, como não poderia ser diferente, a coleta dos dados planialtimétricos dos pontos da seção transversal devem ser realizados até que o NA da margem direita seja alcançado.

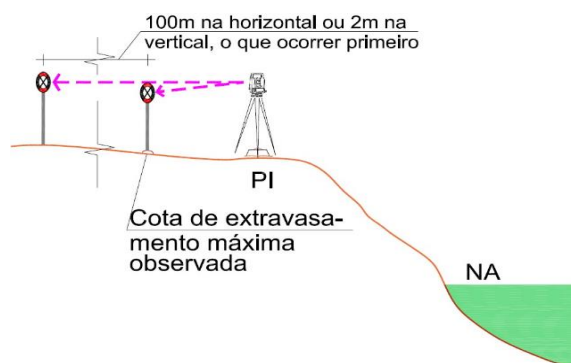


Figura 19 - PI e PF Intervisível – Levantamento de Pontos Externos

Para os casos em que a distância horizontal entre os pontos PI e PF for inferior ou igual a 500 metros, os pontos da seção transversal de ambas as margens do curso d'água podem ser determinados com a estação total instalada apenas sobre o ponto PI, se assim for possível em campo. Nesse caso, garante-se uma boa

acurácia posicional dos pontos levantados na seção transversal e busca-se simultaneamente uma otimização do processo operacional de campo, além da observância dos aspectos de segurança, haja visto que o auxiliar de topografia atravessará apenas uma única vez o rio, sendo dispensado também que a estação total seja instalada na margem oposta (Figura 20).

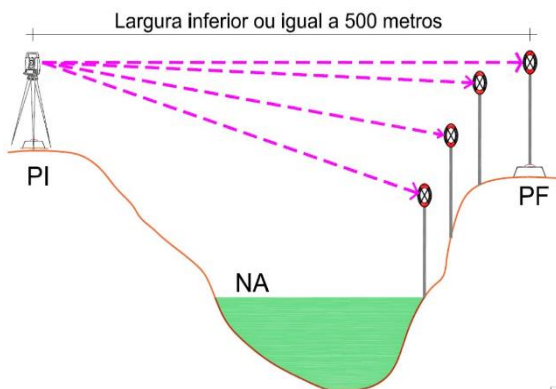


Figura 20 - Largura inferior ou igual a 500 metros

Em função da morfologia das margens, existem situações em que não é possível a visualização e a determinação das coordenadas planialtimétricas de todos os pontos da seção transversal a partir da instalação da estação total em um único vértice. Nesses casos, é necessário o estabelecimento de um novo vértice, sobre o qual será instalada a estação total para dar continuidade à determinação das coordenadas planialtimétricas dos pontos não observados, quando o equipamento estava instalado nos pontos PI ou PF. Para facilitar a materialização da seção transversal e considerando que os vértices PI e PF são intervisíveis, esse novo vértice de passagem deve ser monumentalizado em campo sob o alinhamento da seção transversal. Agora, instala-se a estação total sobre o ponto de passagem e executa-se a visada de “Ré” sobre o alvo (prisma) posicionado sobre o ponto PI ou PF. Em seguida, em função da necessidade de quais pontos da seção transversal ainda necessitam ser coletados, basta o operador do equipamento manter fixo ou acrescentar 180° ao ângulo observado na visada de “Ré”.

Por fim, destaca-se que nesses casos não é necessário que os pontos de passagem sejam implantados por meio de uma estrutura em concreto, bastando ser um objeto resistente (p.ex. piquete de madeira), a ser utilizado apenas naquele levantamento topográfico.

3.5 Levantamento da Seção Transversal com PI e PF Não Intervisíveis

Quando os pontos PI e PF não forem intervisíveis, deve-se instalar vértices auxiliares, ora denominados de AUX-PI e de AUX-PF, com padrões construtivos idênticos aos pontos definidores da seção transversal, ou utilizar as RNs da própria estação fluviométrica, no caso de controle hidráulico de canal (Figura 21). Estes pontos auxiliares devem estar no mínimo a 50 metros de distância respectivamente dos pontos PI e PF, preferencialmente na parte externa da seção transversal e em local que possibilite o rastreo com receptores GNSS, pois suas coordenadas planialtimétricas são definidas com este tipo de equipamento de medição, empregando a metodologia descrita no Capítulo II - deste documento.

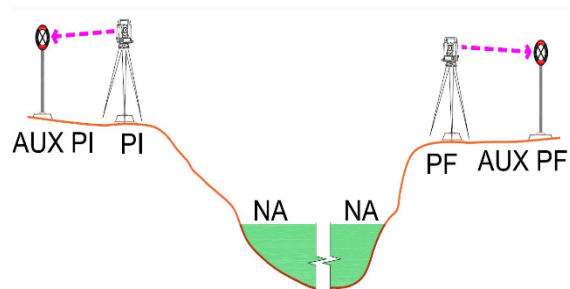


Figura 21 - PI e PF Não Intervisíveis

Independentemente da metodologia a ser adotada na mensuração dos pontos da seção transversal, é necessário conhecer previamente as coordenadas planialtimétricas dos seus pontos definidores, bem como as dos seus pontos auxiliares, de modo a poder estabelecer pelo menos uma base de referência ou de partida (alinhamento com azimute conhecido).

Nesse caso, tem-se dois alinhamentos com azimute conhecido. O primeiro refere-se ao alinhamento cujo operador da estação total pode materializar em campo (p. ex. PI – AUX-PI), enquanto o segundo refere-se ao alinhamento formado entre os pontos PI e PF. Em ambos os alinhamentos são conhecidos os seus azimutes. Assim, pela diferença entre aqueles azimutes determina-se o ângulo que deve ser inserido na estação total, cuja abertura efetua-se a partir do alinhamento materializado em campo. De forma consequente, materializa-se o alinhamento da seção transversal, mesmo com os pontos PI e PF não intervisíveis (Figura 22).

Após a materialização da seção transversal, para a coleta e determinação das coordenadas dos demais pontos daquele perfil topográfico deve-se seguir os mesmos padrões e critérios descritos anteriormente neste Capítulo. Ressaltam-se os cuidados que o operador de campo deve ter em relação a medições da altura do instrumento e do prisma, bem como da observância dos critérios de espaçamento máximo entre os pontos da seção transversal previstos na Tabela 1.

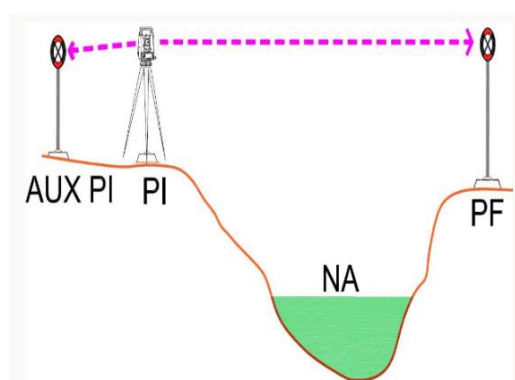


Figura 22 - Materialização da Seção Transversal com os pontos PI e PF Não Intervisíveis

No item anterior mencionou-se a situação em que é impossível a coleta (ou visualização) de todos os pontos da seção transversal a partir da instalação da estação total em de um único vértice. Naquela parte do documento sugeriu-se a inserção de um ponto de passagem (PS) sobre o alinhamento da seção transversal, cujo procedimento também deve ser observado quando os pontos PI e PF não forem intervisíveis (Figura 23).

Existe a possibilidade que os eventuais pontos de passagem (PS) sejam materializados de forma externa ao alinhamento da seção transversal. Contudo, nessa situação, é obrigatório que o operador da estação total conheça previamente as coordenadas planimétricas dos pontos da seção transversal, pois é necessário o emprego do módulo de locação do equipamento topográfico. O inconveniente desse método, por não se conseguir materializar o alinhamento da seção transversal em campo, é a impossibilidade de se levantar pontos adicionais (novos), em especial aqueles que representem uma mudança morfológica significativa (inflexão no terreno). Essa condição praticamente inviabiliza o seu emprego na prática.

Da mesma forma que explicitado no item 3.5 deste Capítulo, para os casos em que a distância horizontal entre os pontos PI e PF for inferior ou igual a 500 metros, os pontos da seção transversal de ambas as margens do curso d'água podem ser determinados com a estação total instalada apenas sobre uma das margens, se assim for possível em campo.

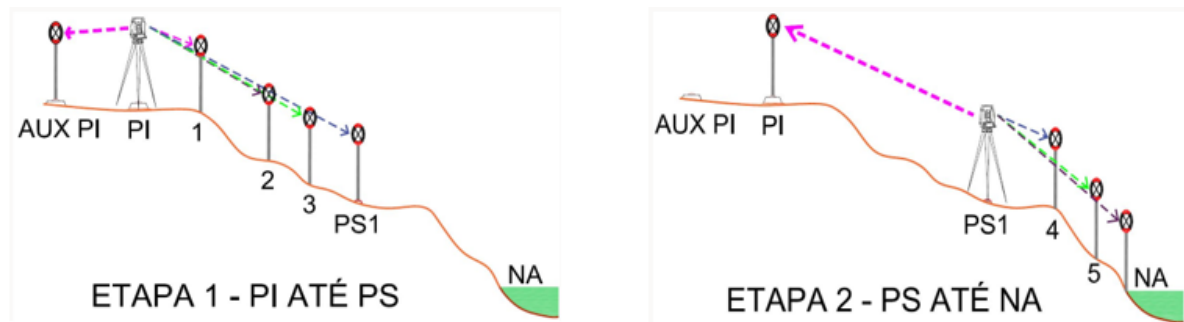


Figura 23 - Levantamento da Seção Transversal com os pontos PI e PF Não Intervisíveis

3.6 Erros Instrumentais da Estação Total

Teoricamente, os três eixos de uma estação total deveriam ser ortogonais entre si. Porém, a obtenção de tal condição, em qualquer equipamento mecânico, é praticamente impossível. Dessa forma, a presença de erros instrumentais é comum nos levantamentos topográficos, o que torna essencial que os equipamentos de medição sejam periodicamente verificados e retificados. Semelhantemente aos níveis topográficos, as estações totais também podem ser retificadas pelo operador do equipamento, basta remover a proteção plástica do sistema ocular para se ter acesso aos parafusos de retificação. Contudo, em função da sensibilidade angular desses equipamentos, recomenda-se que esses procedimentos sejam realizados por profissionais qualificados, em ambiente propício, normalmente climatizado, com uma periodicidade anual (condição mínima). No caso da operação da RHN é comum a realização de campanhas específicas para a mensuração das seções transversais das estações fluviométricas, o que nos leva a ter que efetuar tais verificações dias antes da realização da coleta dos dados topográficos em campo.

Entre os erros instrumentais mais comuns em um levantamento topográfico com uma estação total citam-se:

- Erro de colimação (Figura 24): é a causa do desvio “c”, decorrente da falta de perpendicularidade entre o eixo de colimação (linha ótica de visada) e eixo secundário do equipamento (eixo de rotação da luneta). Este erro afeta as mensurações angulares horizontais (Hz).

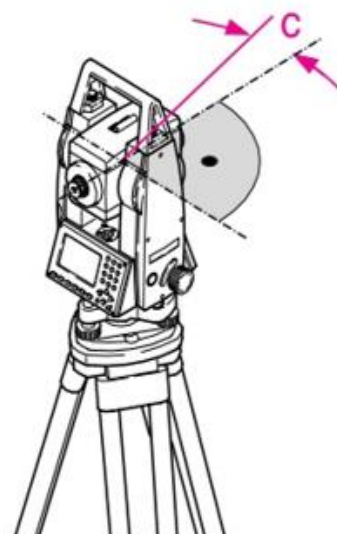


Figura 24 - Erro de colimação (c)

- Erro de horizontalidade do eixo secundário (Figura 25): é a causa do erro “a”, decorrente da não perpendicularidade entre o eixo secundário (rotação da luneta) e o eixo principal (rotação do equipamento). Neste caso, o eixo de visada descreverá um plano inclinado sob o limbo horizontal durante o movimento

da luneta, impactando as leituras horizontais efetuadas.

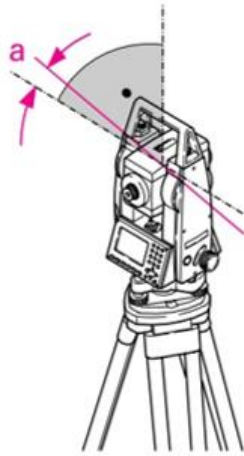


Figura 25 - Erro de horizontalidade (a)

- Erro da não verticalidade do eixo principal (Figura 26): Formado entre a vertical do lugar e o eixo principal do equipamento, de forma que a visada não se processa no plano horizontal. Para Da Silva *et al.* (2007) tal efeito não se trata efetivamente de um erro instrumental, mas decorrente simplesmente de problemas no processo de nivelamento do equipamento, devendo ser executado, se necessário, o processo de retificação dos seus parafusos calantes. Salienta-se ainda naquele artigo que nas estações totais, por possuírem compensadores eletrônicos, esse erro é corrigido automaticamente, desde que ele esteja dentro da margem de compensação do instrumento.



Figura 26 - Erro de verticalidade

- Erro de índice vertical (Figura 27): é a causa do desvio "i", decorrente da diferença formada entre o ângulo da direção zenital (vertical do lugar) e a leitura zero do círculo vertical.

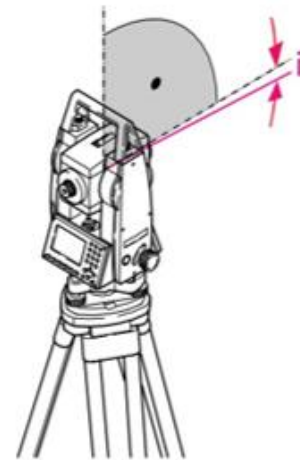


Figura 27 - Erro de índice vertical (i)

- Erro devido à excentricidade dos limbos: oriundo de falhas durante o processo de fabricação da estação total, em que os centros dos limbos horizontal e vertical não coincidem com os respectivos centros de rotação do equipamento.
- Erro de graduação dos limbos: decorrente também de falhas no processo construtivo do equipamento, em especial, nesse caso, na sua

gravação. Este erro pode ser regular ou completamente irregular, o que pode dificultar ainda mais a sua correção.

- Erro de zero do equipamento: é causado pela não coincidência do centro mecânico da estação total com o centro eletrônico, a partir do qual processa-se as medições de distância.
- Erro da constante do prisma: sabe-se que a velocidade de propagação do feixe laser no ar é maior do que no vidro. Como a base de referência do prisma encontra-se localizado na parte traseira do refletor, o feixe de luz, empregado nas mensurações da estação total, obrigatoriamente atravessa uma camada de vidro, o que nos leva a ter que efetuar a correção denominada comumente na literatura de "constante do prisma". Normalmente, o valor daquela constante encontra-se posicionado na parte frontal do suporte do prisma, o qual deve ser inserido nas configurações da estação total (Figura 28).



Figura 28 - Constante do prisma

Os efeitos destes erros angulares são diretamente proporcionais à distância mensurada entre a estação total e os pontos visados. Uma forma de minimizar os efeitos destes erros é fazer a leitura direta (PD) e invertida (PI) durante a operação do equipamento em campo, isto é, realiza-se a leitura com a luneta na posição direta (PD), em seguida rotaciona-se os limbos horizontal e

vertical do equipamento em 180°, colocando-o na posição invertida (PI) e por fim repete-se a leitura ao mesmo ponto visado.

A distância horizontal é passível de verificação também, pois pode-se utilizar a constante do prisma errada na estação total. Uma forma prática para verificação das distâncias horizontais mensuradas pelo equipamento é compará-las com a distância obtida com a trena de aço utilizada para realizar a medição da altura da estação total. O valor medido pela estação total deve ser o mesmo medido na trena de aço. Caso tal diferença exceda a precisão do instrumento, o operador deve verificar o valor configurado para a constante do prisma e bolha de nivelamento do bastão. Permanecendo esse erro, deve-se encaminhar o equipamento à manutenção.

3.7 Cuidados Operacionais com a Estação Total

As estações totais devem ser mantidas operacionais, sendo retificadas sempre que necessário por empresa especializada. Esses instrumentos, bem como os seus acessórios, devem ser manipulados com extremo cuidado, sendo transportados em estojos próprios. Os estojos das estações totais e dos prismas devem ser acolchoados em espuma, enquanto os demais acessórios devem ser acondicionados em estojos de lona para minimizar danos nas pinturas, nos parafusos de fixação, bem como nas demais estruturas mecânicas dos equipamentos.

Em termos do instrumental topográfico aplicado nessas atividades, os técnicos de campo devem:

- Verificar se os parafusos e as dobradiças do tripé garantem uma boa pressão de aperto (fixação);
- Garantir que a estação total e seus acessórios sejam transportados sempre em estojos apropriadas;

- Eliminar todo e qualquer sinal de umidade na estação total e nos seus acessórios, mantendo-os sempre secos. Se a estação total estiver acondicionada em um ambiente úmido, remova-a do estojo, deixando ambos em local arejado, até que sequem completamente. Sabidamente, os equipamentos topográficos danificados por umidade podem apresentar comportamentos adversos no registro das medições; e
- Acondicionar a estação total no seu estojo, com a sua bateria desacoplada. A execução desse procedimento é ideal, pois evita-se a ocorrência de eventuais danos eletromecânicos ao equipamento.

3.8 Nomenclatura do Arquivo de Coleta de Dados com a Estação Total

A entidade operadora deve entregar à ANA os arquivos das medições efetuadas com a estação total, nos formatos ASCII ou XLSX. A nomenclatura a ser adotada para esse arquivo deve ser a seguinte:

LST_ESTTOTAL_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.YYY

no qual:

- **LST_ESTTOTAL:** trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados para o levantamento da seção transversal com a estação total;
- **XXXXXXXX:** código da estação hidrometeorológica (8 dígitos); e
- **AAAA:** ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM:** mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD:** dia do levantamento (2 dígitos);
- **YYY:** trígama referente a extensão do arquivo.

Não se deve confundir esse arquivo com aquele que se refere ao perfil da seção transversal, cujos elementos são a distância e a diferença altimétrica dos seus pontos em relação ao ponto PI. Nesse caso, o arquivo refere-se às medições angulares e de distância efetuadas pela estação total, pontos de ocupação do instrumento, irradiações dos pontos da seção transversal, altura do instrumento e do prisma, entre outros.

4 Levantamento da Porção Seca com receptores GNSS

As seções transversais podem ser levantadas empregando-se receptores GNSS geodésicos, sejam em modo RTK ou pós-processado. Destaca-se que o levantamento da seção transversal só poderá ser executado com esse tipo de equipamento quando realizados em áreas com baixa densidade de vegetação ou livres de toda e qualquer obstrução material próxima, minimizando assim, as possíveis interferências ocasionadas por esse tipo de obstáculo (interrupção ou reflexão do sinal proveniente dos satélites). Do mesmo modo, a base (ponto com coordenadas planialtimétricas conhecidas), utilizada para correção dos dados coletados pelos receptores *rovers*, cujas coordenadas planialtimétricas deseja-se determinar, deve ser instalada obrigatoriamente em área livre de qualquer interferência (copas de árvores, telhados, muros, redes de energia elétrica, entre outras). A base deve ser instalada previamente ao início das atividades e manter-se coletando dados durante todo o levantamento, sendo que o processo de coleta de dados da seção transversal deve iniciar após a sintonização de no mínimo de 6 satélites. O intervalo de aquisição (taxa de coleta) das informações dos receptores GNSS da base e do *rover* devem ser idênticos e não superior a 1 segundo.

Como mencionado anteriormente, os levantamentos da seção transversal devem ser efetuados obrigatoriamente sobre o mesmo traço (ou bem próximos) para que seja possível

verificar de fato as alterações morfológicas temporais ocorridas naquele perfil topográfico. Nesse sentido, destaca-se que os levantamentos com receptores GNSS, pela própria natureza funcional desse equipamento, são muito visuais (especialmente quando se pretende trabalhar com dados pós-processados), o que pode levar o técnico executante a cometer equívocos em relação a materialização do alinhamento da seção transversal em campo. Assim, para garantir que esse levantamento ocorra sobre o traço formado pelo alinhamento dos vértices PI e PF (ou próximo), este deve ser materializado previamente em campo por meio de estacas, empregando-se equipamentos topográficos (nível ou estação total), via cabo de aço ou corda. Outra opção seria a execução de um levantamento GNSS em cinco linhas transversais ao curso d'água, com equidistância de 1 metro entre elas, sendo a linha central, aquela imaginada como correta pelo técnico, como sendo o traço definidor da seção transversal. Nesse caso, deve-se construir uma superfície tridimensional do terreno (MDT), por meio da triangulação de Delaunay, extraindo-se a seção transversal real. Caso seja empregado o posicionamento GNSS RTK nessa atividade, onde, com o uso de controladoras de dados, pode-se navegar com alta precisão e manter-se sobre o traço da seção transversal, basta a execução do perfil central, sendo dispensado o levantamento das demais linhas equidistantes e consequentemente da realização da modelagem tridimensional do terreno.

O modo de posicionamento, quando os dados GNSS forem pós-processados, deve ser *stop and go* (semicinemático), nesse modo o operador deve se posicionar no local que deseja realizar a medição e iniciar a gravação de dados por um período pré-estabelecido (não inferior a 1 minuto).

Os receptores GNSS de base e o rover devem rastrear no mínimo 6 (seis) satélites idênticos, com uma configuração espacial dos satélites

que permita um PDOP inferior a 4 e que as ambiguidades estejam devidamente resolvidas. Para tal, é necessário que as correções diferenciais sejam transmitidas da referência de nível (RN) da seção linimétrica exclusivamente via enlace de rádio ou Protocolo IP, formando linhas de base com comprimento inferior a 20 km. Não é permitido o uso da transmissão de correções diferenciais oriundas de satélites.

Em ambas as condições, sejam elas com dados pós-processados ou em tempo real (RTK), o espaçamento horizontal máximo entre os pontos da seção transversal deve atender ao estabelecido na Tabela 1.

Reforça-se que o uso de receptores GNSS para a mensuração das seções transversais é restrito. Esta, por sua vez, só pode ser realizada em estações fluviométricas onde não se observa uma mata ciliar de médio ou grande porte, ou que se encontram afastadas de estruturas reflexivas como: edificações, torres de transmissão de energia elétrica ou de telecomunicações, entre outras. Além disso, cabe evidenciar que em função das propriedades físicas dos sinais GNSS, eles não sofrem interferências de natureza climática, de tal maneira que podem ser realizados em situações com o tempo nublado, com chuva e ventos intensos. Ressalva-se que, por segurança da equipe de campo, não se deve executar rastreios GNSS quando da ocorrência de descargas elétricas (raios).

Em termos operacionais e em conformidade com o estabelecido no item 1.5 deste Capítulo, deve-se tomar como ponto de partida efetivo para esse levantamento, aquele que dista 100 metros no plano horizontal ou 2 metros no plano vertical (o que vier primeiro), em relação ao ponto de máxima cota observada localmente. A partir desse ponto, segue-se o caminhamento passando pelos pontos de máxima cota observada e PI, finalizando no ponto de nível d'água (NA) que materializa o fim da área molhada (NA) daquela margem. De forma simétrica, na margem oposta, o

levantamento deve ser iniciado no ponto de máxima enchente da margem direita, passando pelo ponto PF e finalizando na parte referente à área molhada (NA) da margem direita.

Um aspecto importante que o técnico de campo deve observar refere-se à medição da altura e da definição do modelo da antena de ambos os receptores GNSS (base e *rover*), pois essas informações interferem diretamente na componente vertical do perfil da seção transversal.

Destaca-se também que a antena do receptor GNSS *rover* deve ser posicionada sobre esses pontos usando-se bastões com níveis circulares, os quais devem estar verticalizados e tangenciando o terreno durante todo o deslocamento ao longo da seção transversal.

Após a conclusão do levantamento os dados, estes devem ser processados em software indicado pelo fabricante do equipamento ou de confiança do próprio técnico, de modo a se obter a cota (Z) vinculada a cada ponto planimétrico observado.

Como mencionado anteriormente, transformam-se as coordenadas geodésicas dos pontos de base para o sistema topográfico local (plano), cujas fórmulas encontram-se disponibilizadas no Anexo A da NBR 14.166 (1996). Isso garantirá uma aderência maior quando da comparação dos levantamentos executados com esse tipo de equipamento com os realizados com instrumental topográfico (nível ou estação total).

Por fim, como mencionado no Capítulo II - , nos levantamentos com receptores GNSS, a componente vertical resume-se a altitudes geométricas, sendo que o valor ortométrico (ou normal) é determinado aplicando-se a ondulação geoidal provenientes de modelos locais ou regionais. Porém, no caso das seções transversais das estações fluviométricas da RHN, a componente altimétrica possui um

caráter puramente local, de tal forma que os desníveis entre os pontos desse perfil, em função da pequena distância guardada entre eles, podem ser determinadas pela sua subtração com altitude dos pontos PI ou PF, sejam altitudes independentemente de natureza geométrica ou ortométrica. Reforça-se que se deve optar por usar as altitudes elipsoidais ou ortométricas, não as misturando em qualquer operação matemática.

No relatório de processamento dos dados GNSS para o levantamento de seções transversais, deve-se constar as coordenadas planialtimétricas dos pontos coletados, com os seus respectivos erros associados a cada uma das componentes tridimensionais, data e o momento de aquisição deles. Deve-se explicitar também a marca e o modelo dos receptores e das antenas empregadas, e as alturas verticais em que elas foram instaladas, tomando-se como referência o ponto ARP (*Antenna Reference Point*).

Além disso, a entidade operadora deve entregar à ANA, os arquivos brutos, nos formatos proprietário e RINEX, inclusive se o levantamento for executado empregando-se a técnica RTK.

A nomenclatura a ser adotada para o arquivo de dados GNSS, no formato proprietário, deve ser o seguinte:

LST_GNSSPROPR_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.YYY

no qual:

- **LST_GNSSPROPR**: trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados no formato proprietário para o levantamento da seção transversal;
- **XXXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos); e
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);

- **MM:** mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD:** dia do levantamento (2 dígitos);
- **YYY:** trígama referente a extensão do arquivo no formato proprietário.

Enquanto, para o arquivo de dados no formato RINEX, a nomenclatura a ser empregada é a seguinte:

LST_RINEX_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD_YYO

no qual:

- **LST_RINEX:** trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados no formato RINEX para o levantamento da seção transversal;
- **AAAA:** ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM:** mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD:** dia do levantamento (2 dígitos);
- **XXXXXXXX:** código da estação hidrometeorológica (8 dígitos); e
- **YYO:** trígama formado pelo ano do levantamento (YY) acrescido da letra "O" que, por sua vez, denota um arquivo de "observações".

Não se deve confundir esses arquivos, com aquele que se refere ao perfil da seção transversal, cujos elementos são a distância e a diferença altimétrica dos seus pontos em relação ao ponto PI. Esses referem-se simplesmente aos arquivos brutos, nos formatos proprietário e RINEX, que podem ser empregados, se necessário, em eventuais consistências de dados.

5 Levantamento da Área Molhada

Os levantamentos batimétricos da seção molhada têm por objetivo efetuar medições de profundidades que estejam associadas a uma

posição planimétrica na superfície da água. Devem ser realizadas de forma linear e perpendicular ao fluxo d'água do corpo hídrico, a vau ou embarcada, buscando representar esta área em um plano, possibilitando conhecer o comportamento da morfologia transversal do fundo do rio na estação fluviométrica em análise. As medições da profundidade podem ser feitas de forma direta (cabos ou graduada) ou indireta (emprego de sensores acústicos como o ecobatímetro monofeixe ou multifeixe, ou por sensores eletromagnéticos embarcados em plataformas espaciais ou de forma aerotransportada).

A batimetria da área molhada do leito fluvial deve estar em conformidade com as seguintes diretrizes:

- A seção transversal a ser levantada deve ser representativa do trecho fluvial;
- O número de pontos de tomada de profundidade deve ser compatível com a largura do curso d'água;
- Controle rigoroso no distanciamento horizontal ao longo da execução da batimetria;
- Os equipamentos empregados no cálculo da profundidade fluvial ou no distanciamento horizontal devem estar em perfeito funcionamento no momento da aquisição dos dados e devidamente ajustados às condições locais para a execução das medições;
- Preferencialmente, a batimetria deve iniciar pela margem esquerda da seção transversal (lado coincidente com o ponto PI). O início do levantamento da porção molhada pela margem direita (MD) só deve ocorrer caso haja uma justificativa inequívoca;
- O cálculo do distanciamento horizontal deve ser sempre em relação ao PI, embora em alguns cenários seja

necessário criar uma referência local temporária no NA das margens.

Levantamento da Área Molhada a Vau utilizando régua graduada

Em ANA (2009) retira-se que “o processo a vau é aplicável em rios pequenos, não muito largos e, principalmente, com profundidades inferiores a 1 metro e velocidades abaixo de 1 m/s. O levantamento consiste no caminhamento na seção com uma mira topográfica ou régua graduada (vareta), levantando a profundidade da vertical e a distância da vertical até o PI”.

Para a execução do levantamento da porção molhada da seção transversal a vau, devem ser observadas as preconizações previstas na Tabela 2, na qual fala-se sobre o distanciamento máximo para a tomada de profundidades entre dois pontos na superfície do corpo hídrico, em conformidade com o padrão estabelecido por Santos *et. al.* (2001).

LARGURA DO RIO (m)	DISTÂNCIA MÁXIMA (m)
≤ 3	0,30
3 – 6	0,50
6 – 15	1,00
15 – 30	2,00
30 – 50	3,00
50 – 80	4,00
80 – 150	6,00
150 – 250	8,00
≥ 250	12,00

Tabela 2 - Espaçamento horizontal máximo permitido para o levantamento da porção molhada da seção transversal

Normalmente, pelas condições operacionais citadas anteriormente, o levantamento da área molhada a vau se dá em rios com pequena largura. Nesses casos, para obtenção dos espaçamentos horizontais das verticais de medição, um cabo de aço ou corda graduados deve ser estendido de uma margem a outra, sobre o traço da seção transversal, mantendo a condição de perpendicularidade ao fluxo de

água. Para utilização destes cabos, devem-se adotar as premissas abaixo:

- Marcações métricas devem ser realizadas ao longo do comprimento do cabo, de modo a facilitar a identificação correta dos pontos de amostragem ao longo da seção transversal;
- Do mesmo modo, com o intuito de facilitar a coleta de informações em campo, as marcações métricas múltiplas de cinco devem ser pintadas em cor contrastante em relação as demais; e
- De forma a facilitar a leitura das distancias horizontais no cabo, preferencialmente este deve ser estendido de forma que uma das marcações métricas múltiplas de 5 coincida com o NA, na margem que o levantamento for iniciado.

Em rios com larguras inferiores a 20 metros, pode ser utilizada trena, em substituição aos cabos. Para os levantamentos batimétricos dessas regiões pode-se usar uma vara de sondagem, que consiste em uma haste rígida graduada em centímetros, geralmente de corpo cilíndrico, com extremos recobertos por uma lâmina metálica para proteção.

Além disso, na execução do levantamento batimétrico, deve ser observada a variação no nível da água.

É possível utilizar a própria medição de descarga líquida realizada com um velocímetro acústico doppler (*Flowtracker*) ou molinete hidrométrico para descrever a conformação morfológica do leito fluvial. Contudo, o emprego destes equipamentos para o levantamento batimétrico está condicionado apenas aos casos em que a seção transversal a ser levantada coincida exatamente com o local onde a medição de vazão tenha sido executada. Consequentemente, as informações de profundidade e distância

horizontal devem ser retiradas do relatório de medição de vazão, para compatibilização e integração com os dados de levantamento da porção seca. Por fim, o espaçamento horizontal entre as verticais a serem levantadas e as distâncias em relação às margens devem estar em conformidade com os critérios estabelecidos na Tabela 2.

5.9 Levantamento da Área Molhada utilizando Guincho Hidrométrico

Atualmente, os levantamentos das áreas molhadas das seções transversais, exceto quando a profundidade da coluna d'água é inferior a 1 metro e não há condições de se percorrer a seção transversal a vau, são efetuados por meio de equipamentos acústicos. Porém, em situações em que esses medidores acústicos não estejam operacionais, deve-se empregar o guincho hidrométrico.

O guincho hidrométrico consiste em um sistema eletromecânico composto por um cabo coaxial conectado a um equipamento de mensuração automática de profundidades. A movimentação do cabo coaxial ao longo da coluna d'água se dá por meio da rotação de uma manivela e com o uso de uma roldana em uma das extremidades do equipamento (Figura 29). Estes equipamentos podem ser manuais ou operados com auxílio de um motor.

Os dados de profundidade obtidos empregando o guincho hidrométrico devem estar associados à utilização de lastro hidrométrico de modo que a inclinação do cabeamento em relação ao eixo vertical, durante o processo de mensuração, não ultrapasse 10° (Santos *et al*, 2001). Deve-se medir a altura do lastro, adicioná-la à medida final obtida através do guincho hidrométrico, para obtenção da profundidade efetiva do ponto.

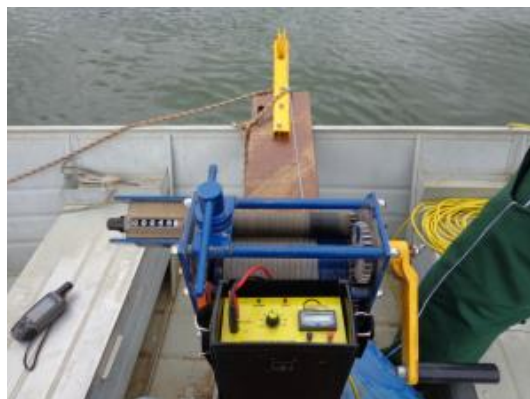


Figura 29 – Guincho Hidrométrico

Em ANA (2009) é mencionado que a profundidade máxima mensurada com um guincho hidrométrico manual depende da velocidade da corrente d'água. Por questão de segurança da equipe de medição, recomenda-se o seu uso até uma profundidade máxima de 10 metros. Assim, o peso do lastro para medições empregando guinchos hidrométricos deve ser variável

Além disso, destaca-se que em rios estreitos, o posicionamento da embarcação é realizado com auxílio de cabos de aço ou cordas graduadas. Já em rios maiores, o posicionamento da embarcação é realizado por meio de técnicas topográficas ou rastreamento GNSS.

Da mesma forma que nos levantamentos a vau, os conduzidos com guinchos hidrométricos consistem em percorrer o alinhamento da seção transversal, levantando distâncias (em relação a uma das margens) e profundidades (em relação ao nível d'água observado durante a execução do levantamento batimétrico). Do mesmo modo, a distância máxima entre os pontos a serem levantados na área molhada da seção transversal devem estar em conformidade com o indicado na Tabela 2.

Por fim, devem-se adotar as seguintes diretrizes:

- Para materializar corretamente as verticais de medição, com base nos espaçamentos horizontais definidos na Tabela 2, um cabo de aço ou corda deve ser estendido de uma margem a outra, sobre o traço da seção transversal, mantendo a perpendicularidade ao fluxo de água; e
- Durante o levantamento batimétrico deve ser observada a variação no nível da água. Sugere-se que não se faça a mensuração da área molhada em situações em que há variação do nível d'água evidente. caso a diferença do NA entre o início e o final do levantamento seja significativa, deve-se proceder as devidas correções nas profundidades mensuradas ao longo do tempo.
- Para o cálculo do peso do lastro recomenda-se o uso do programa computacional Hidrosedimentos, desenvolvido por Álvaro José Back da Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão do Estado de Santa Catarina (EPAGRI).

5.10 Levantamento da Área Molhada Utilizando Medidores Acústicos Embarcados

O levantamento de forma indireta, com medidores acústicos, se destina a regiões com médias e altas profundidades, onde a utilização de bastões e guinchos hidrométricos se mostrem pouco eficientes, bem como em áreas onde a velocidade da água represente um risco a segurança do operador. Nesses casos, poderão ser utilizados na amostragem de profundidades, ecobatímetros ou medidores acústicos de vazão (ADCPs) embarcados. Ambos os equipamentos fazem medições de profundidade que empregam como observável básica a propagação de ondas sonoras na coluna d'água. Eles se diferenciam no que se diz respeito a sua função precípua, enquanto o

ecobatímetro mede profundidades, os ADCPs medem descargas líquidas.

Assim, deve-se entender por ecobatimetria, o método para mensuração de profundidades por meio de propagação de ondas sonoras na coluna d'água. Na prática, considerando conhecida a velocidade de propagação do som na água, mede-se o tempo necessário para o deslocamento da onda sonora desde a sua emissão, reflexão no fundo do rio e retorno a fonte originária e, com base nos elementos supracitados calculam-se as respectivas profundidades.

Para a confecção de um mapa batimétrico ou de um perfil topobatimétrico, toda e qualquer profundidade está associada necessariamente a um par de coordenadas planimétricas. Estas, por sua vez, são comumente determinadas por meio de cabos graduados, levantamentos topográficos ou receptores GNSS.

Quando o processo de determinação das coordenadas planimétricas é efetuado com o auxílio de cabos graduados ou por topografia convencional, a mensuração se dá diretamente num sistema de coordenadas polar simplificado, pois uma delas tem um valor nulo (alinhamento da seção transversal) e a outra corresponde a distância linear entre os pontos coletados na área molhada e o PI. Destaca-se que essas distâncias são mensuradas diretamente no cabo graduado ou via propagação de ondas laser nas estações totais.

Já, com o uso de receptores GNSS acrescenta-se uma etapa em relação a praticada com cabo graduado ou topografia convencional que corresponde a transformação das coordenadas geodésicas para o sistema topográfico local. Nesse caso, a determinação das coordenadas planialtimétricas dos pontos da seção transversal podem ser efetuadas em tempo real ou pós-processada. Na primeira condição, para melhorar a acurácia (poucos centímetros) e corrigir a posição da embarcação, existe a necessidade do uso de correções GNSS

diferenciais providas de uma estação de referência próxima a seção transversal (PI, PF ou RNs da estação fluviométrica) empregando a técnica RTK ou decorrentes de serviços via satélite. O deslocamento da embarcação ainda pode ser obtido com o processamento dos dados GNSS em escritório, o que certamente aumentaria a acurácia posicional do sistema. Contudo, há de se destacar que para a coleta de dados GNSS se dê exatamente (ou próximo) do traço da seção transversal é fundamental que no levantamento de campo, em tempo real, sejam empregadas correções diferenciais. Com o uso de dados GNSS pós-processados e com o posicionamento da embarcação ocorrendo de forma visual, corre-se o risco da materialização de uma seção transversal distinta da efetivamente planejada. Por fim, ressalta-se que a maioria dos sistemas para levantamentos hidrográficos fazem a integração dos dados GNSS e dos medidores acústicos, permitindo a visualização do deslocamento da embarcação de forma acurada e em tempo real. Para maiores detalhes acerca das técnicas de posicionamento GNSS ver Capítulo II - deste documento.

Para os levantamentos ecobatimétricos monofeixe é ideal que os equipamentos de mensuração de profundidades (transdutor) e de posicionamento GNSS (antena) na embarcação sejam montados sobre o mesmo eixo vertical, garantindo que as mensurações sejam obtidas exatamente na mesma posição geográfica (Figura 30).

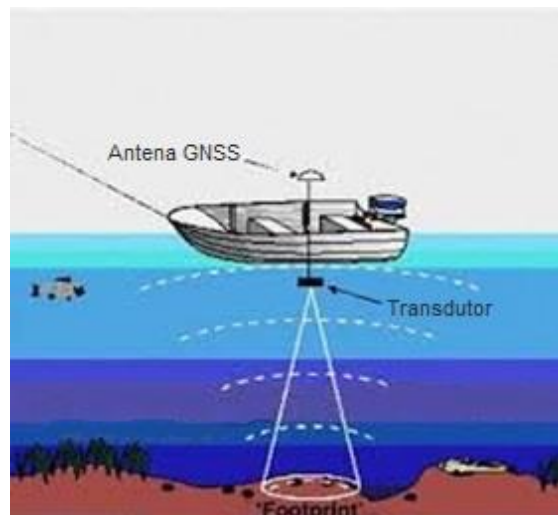


Figura 30 - Levantamento batimétrico monofeixe

Se não for possível a execução da distribuição indicada para os instrumentos na embarcação, o técnico de campo deve indicar os *offsets* no barco, em conformidade com o disposto na Figura 31. O uso de *offsets* é obrigatório no processamento dos dados hidrográficos, inclusive quando for usado o feixe central dos medidores acústicos de vazão.

Um outro cuidado que se deve ter é a escolha correta do local de instalação do transdutor do ecobatímetro. De forma geral, ele não deve ser instalado nas extremidades da embarcação (proa e popa). A popa da embarcação corresponde a uma região de muita turbulência provocada pelo movimento rotacional das hélices do motor, o que interfere significativamente na qualidade dos dados batimétricos. Na extremidade oposta, por estar normalmente afastado do centro de massa da embarcação, existe uma tendência que a proa tenha um movimento vertical ascendente, fazendo com que o transdutor fique normalmente exposto (fora d'água), deixando de efetuar as leituras batimétricas. Nesse caso, a profundidade de imersão do transdutor do ecobatímetro na água altera constantemente de forma indevida. Assim, o operador pode escolher de forma aleatória qualquer um dos lados da embarcação (bombordo ou estibordo) e instalar o transdutor do ecobatímetro na posição que materializa a projeção

perpendicular do centro de massa na embarcação, devendo incluir nesse cálculo o peso dos instrumentos e dos próprios operadores de campo, pois caracteriza-se por um ponto estável, com movimento vertical praticamente nulo.

Outro aspecto que às vezes é negligenciado indevidamente pelos operadores dos sistemas de batimetria corresponde à inserção incorreta da velocidade de propagação do som na água. A título de exemplificação, considerando um local com 20 metros de profundidade, a simples introdução equivocada da velocidade de propagação do som na água em 10 m/s, acarretaria um erro de medição vertical da ordem de 0,7%, valor que corresponde praticamente a 7 vezes a precisão eletromecânica de mensuração do próprio equipamento. Assim, para o correto funcionamento dos medidores acústicos é fundamental o conhecimento desse parâmetro. Há de se destacar que a velocidade de propagação do som na água varia conforme a profundidade, temperatura e salinidade ao

longo da coluna d'água, sendo ideal a verificação desses valores no momento da mensuração.

Ressalta-se que existem duas formas para definir o valor correto da velocidade de propagação do som na água. Na forma indireta, posiciona-se um disco metálico (superfície refletora) embaixo do transdutor com um valor de profundidade conhecido e ajusta-se a velocidade de propagação do som na água até que o valor da profundidade padrão seja atingido. Na forma direta, a determinação desse parâmetro se dá com a imersão de um perfilador de velocidades ao longo da coluna d'água, sendo a discretização dos valores definida pelo usuário do equipamento. No caso do medidor acústico M9, da empresa Sontek, tal determinação é realizada de forma automática com auxílio de um sensor de temperatura superficial e de um padrão teórico de salinidade.

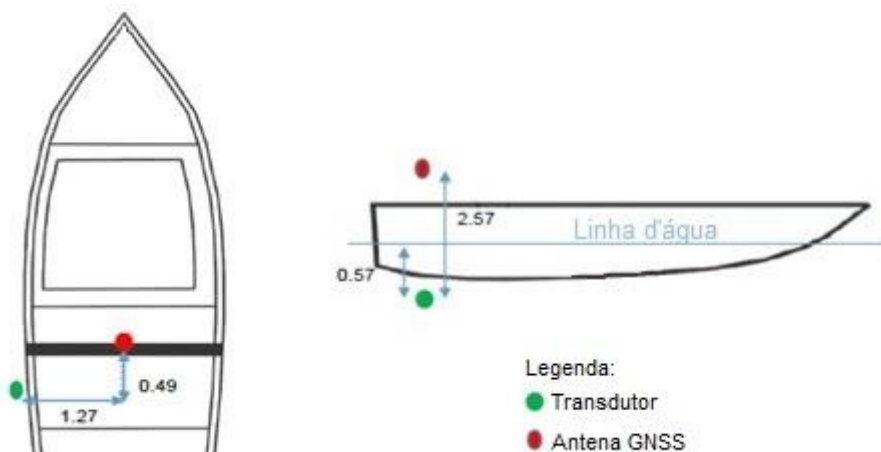


Figura 31 - Offsets instrumentais na embarcação

Além disso, segundo Ferreira *et. al.* (2016), a abertura angular dos feixes sonoros impacta diretamente nas medições batimétricas. De uma forma geral, a detecção do fundo se dá a partir do primeiro retorno da onda acústica transmitida, registrando-se, portanto, uma profundidade distinta da real (Figura 32).

Assim, em cursos d'água com as margens inclinadas, é ideal trabalhar com transdutores de abertura angular menor, acarretando *footprints* menores do fundo, aumentando consequentemente a precisão e a acurácia do levantamento batimétrico para aquela região.

Não menos importante, a escolha da frequência de operação do transdutor é fundamental para um bom levantamento batimétrico. Quanto maior for a frequência, maior será a resolução do levantamento batimétrico. Porém, o uso desses medidores acústicos fica restrito a águas rasas. Para o caso de águas profundas é eminente a necessidade de transdutores de baixa frequência. Com base no exposto, fica definida a regra em que quanto maior for a frequência operacional do transdutor, menor será a sua capacidade de penetração e propagação ao longo da coluna d'água. Nos levantamentos batimétricos monofeixe é comum o uso de transdutores de 200 kHz, pois são operacionais a profundidades de até 100 metros.

Apesar das incertezas supracitadas e do grande número de parâmetros a serem conhecidos previamente, pode-se afirmar que a utilização dos medidores acústicos embarcados possui algumas vantagens sobre os demais equipamentos, entre as quais destacam-se o registro contínuo do leito do rio, alta precisão, e o seu emprego em praticamente todas as situações de velocidades do rio.

Para evitar as perdas amostrais de eventuais pontos de inflexão morfológicos, garantindo que o levantamento batimétrico seja de fato

contínuo, é necessário que a taxa de coleta seja no mínimo igual a 1 Hz. Ao final do levantamento batimétrico é necessário a transformação das coordenadas geodésicas dos pontos da seção transversal para o sistema topográfico local. Em seguida, deve-se transformar esse sistema para o padrão polar, no qual as coordenadas correspondem à distância linear em relação ao vértice PI e a cota no sistema altimétrico local.

Apesar dessa atividade referir-se à determinação do perfil topográfico da seção transversal de uma estação fluviométrica, no qual o uso de ecobatímetros monofeixe é o mais comum, não é vedado o uso de sensores multifeixe, desde que seja garantido o perfilamento contínuo do fundo do rio sobre o traço da seção transversal.

Por fim, sempre que possível, em rios estreitos, um cabo deve ser estendido de uma margem a outra, facilitando a manutenção da condição de perpendicularidade ao fluxo de água. O levantamento deve ser realizado preferencialmente partindo da margem esquerda (ME) e finalizado na margem direita (MD), evitando erros durante o processo de integração destes dados com os determinados no levantamento da porção seca.

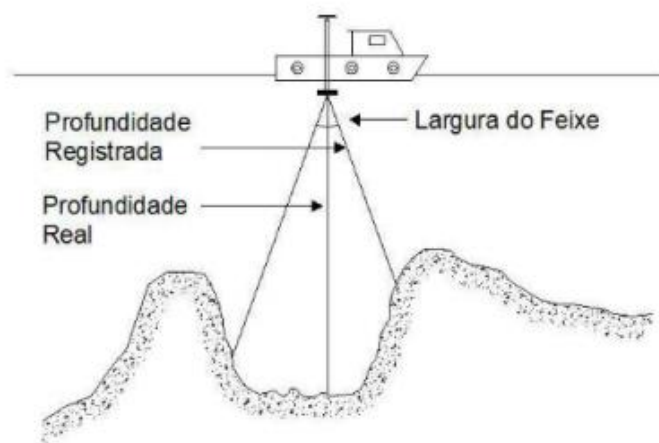


Figura 32 - Abertura Angular do Feixe Sonoro

5.10.1 Utilização de ADCPs

Como mencionado anteriormente, apesar da função precípua dos ADCPs ser a de mensurar descargas líquidas, eles são capazes também de mensurar profundidades. Porém, em função da característica principal do medidor acústico que é mensurar a velocidade das partículas de água, grande parte dos ADCPs operam em seu feixe vertical (central) nas frequências que variam entre 500-600 kHz, o que o leva a ter, na prática, a capacidade de determinar profundidades de até 40 metros.

Um outro problema observado para o uso dos ADCPs neste tipo de atividade refere-se ao alcance do sistema de rádio comunicação para a transmissão das correções diferenciais GNSS. Os sistemas de rádio comunicação para os medidores acústicos de vazão operam normalmente na faixa UHF do espectro eletromagnético com uma potência baixa da ordem de 1 a 2 W, o que nos leva ter alcances máximos que variam de 1 a 2,5 km, em áreas desobstruídas. Às vezes, tal condição operacional é um fator limitante para o uso dos ADCPs em levantamentos batimétricos, principalmente nos rios amazônicos, em que a largura passa facilmente os 3 km de extensão. A solução seria aumentar a potência do sistema de comunicação de dados, aplicando normalmente rádios externos, porém para muitos modelos de equipamentos essa substituição é vedada.

Como mencionado no Capítulo II - deste documento, os levantamentos empregando receptores GNSS devem estar livres de obstruções materiais. No caso do emprego dos ADCPs no levantamento batimétrico, eles são montados sobre pranchas específicas, nas quais as antenas dos receptores GNSS ficam apenas a 40 cm acima do nível d'água. Nesse sentido, para evitar a presença de obstruções aos sinais GNSS, é essencial que se reduza o número de técnicos dentro da embarcação e não se utilize potenciais superfícies refletoras (p.ex. guarda-sóis). Com base nesse

pressuposto, nos barcos amazônicos é necessário que a antena GNSS seja instalada no teto da embarcação, porém deve-se manter sobre o mesmo eixo vertical do ADCP.

Para a correta utilização de um ADCP no levantamento da área molhada, as seguintes orientações devem ser observadas:

- Como regra geral, durante a execução da coleta de dados batimétricos com o ADCP, a travessia deve seguir os mesmos princípios de uma medição de descarga líquida com ADCP contidas no manual de descarga líquida;
- A bússola interna do ADCP deve estar calibrada localmente para a seção transversal cujo levantamento batimétrico será executado;
- Para os equipamentos que possuem a função de rastreamento de fundo (*Bottom Track*), esta deve estar habilitada e deve ser empregada, preferencialmente, para coleta dos dados de posicionamento horizontal.
- Para equipamentos que não possuem a função de rastreamento do leito fluvial, ou em seções sob influência do efeito de fundo móvel, é necessário acoplar um receptor GNSS ao ADCP para a coleta do posicionamento horizontal. Preferencialmente, este receptor GNSS deve estar em modo RKT;
- Nos cenários em que o centro de fase da antena do receptor GNSS acoplado ao ADCP não seja coincidente com o seu eixo central vertical, é necessário medir as distâncias horizontais dos eixos X e Y (*offsets*) para inseri-las no software de gerenciamento de coleta de dados do ADCP, em conformidade com as orientações do fabricante do equipamento;

- Para os equipamentos que possuem um sensor específico para batimetria, este deve estar ativo e em pleno funcionamento;
- Medir a distância às margens com instrumento específico, e inseri-las no campo específico do arquivo da batimetria da memória interna do equipamento;
- Medir a profundidade de imersão do ADCP e acrescentar em campo específico para o cálculo automático das profundidades do leito;
- A velocidade de deslocamento da embarcação poderá ser mais rápida que a velocidade da água, desde que a inclinação vertical do ADCP esteja de acordo com as recomendações de inclinação máxima de *Pitch* e *Roll* contidas no manual de medição de descarga líquida;
- A variável do ADCP a ser considerada como a mais representativa para a distância horizontal deve ser a “*Distance Made Good*” (DMG);
- Registrar a variação do nível da água durante a coleta dos dados batimétricos.

A profundidade a ser considerada como a mais representativa do leito fluvial deve ser, preferencialmente, a coletada com o sensor batimétrico específico (vertical). Caso o ADCP não seja dotado de tal sensor, a profundidade a ser considerada como a mais representativa do leito é a média aritmética das profundidades calculadas pelos transdutores acústicos presentes no equipamento.

Os pares de dados batimétricos (posicionamento e profundidade) extraídos diretamente do ADCP devem sempre ser ordenados de forma crescente em relação a origem do posicionamento horizontal. Nos casos em que a coleta de dados se iniciar na

margem direita (MD), é necessário aplicar a inversão na origem do sistema de mensuração das distâncias horizontais.

5.10.2 Seleção de Pontos Batimétricos

Os medidores acústicos são equipamentos que podem, potencialmente, coletar milhares, ou até mesmo dezenas de milhares de pontos batimétricos, dependendo naturalmente da largura do curso d'água. Assim, para um maior detalhamento do leito fluvial, todos os pontos (distância e profundidade) coletados pelo equipamento devem ser empregados no levantamento da área molhada. Porém, se não for possível inserir todos os dados coletados pelo medidor acústico na plataforma computacional desejada, é necessário executar uma seleção dos pontos mais representativos da seção transversal. Os critérios de filtragem ou seleção desses pontos devem ser claros e objetivos. A seguir, são apresentadas as metodologias de seleção e filtragem de pontos coletados que podem ser adotadas de acordo com a necessidade de adequação com a plataforma computacional de armazenamento de dados.

5.10.3 Organização e Preparação dos Dados

Inicialmente, deve-se proceder a organização e preparação dos dados coletados em campo. Esta etapa consiste em organizar os dados coletados em campo de forma sequencial sempre da margem esquerda (ME), onde encontra-se materializado o ponto PI, para a margem direita (MD), onde encontra-se o ponto PF.

Nos casos em que a coleta de dados se iniciou pela margem direita da seção, é necessário aplicar a seguinte sequência de ações para que haja uma correta inversão na origem do distanciamento horizontal:

- Extrair os dados de distância e profundidade originalmente coletados

pelo medidor acústico. Os dados de distância (X) e de profundidade (Y), formarão um conjunto de pares de coordenadas (X, Y), na seguinte forma:

$$(X_0, Y_0), (X_1, Y_1), (X_2, Y_2) \dots (X_n, Y_n)$$

Nesse caso, os pares de coordenadas correspondem desde o primeiro (X₀, Y₀) ao último (X_n, Y_n) ponto coletado em campo pelo sistema de batimetria. Assim, o índice "n" trata-se de um ordenador sequencial crescente à medida que os dados foram coletados em campo.

- Considerar o primeiro par (distância, profundidade) de dados coletados em campo como sendo o último da sequência numérica. O segundo ponto coletado em campo será o penúltimo da sequência numérica, e assim sucessivamente até que se chegue ao último ponto coletado em campo, que será seu primeiro ponto. De uma forma geral segue-se a seguinte formulação matemática:

$$(\dot{X}_i, \dot{Y}_i) = (X_{(n-i)}, Y_{(n-i)})$$

Equação 14

Assim, o par de coordenadas (Ẋ, Ẏ) corresponde ao par de coordenadas (X, Y) ordenado inversamente em relação a coleta realizada. Assim, o índice "i" trata-se de um ordenador sequencial crescente inverso que varia entre "0" e "n".

- Em cada par de pontos coordenados subtrai-se a distância horizontal da máxima observada (D), que deve corresponder, em tese, ao último ponto coletado em campo, na margem esquerda do curso d'água.

$$(\ddot{X}_i, \ddot{Y}_i) = (D - \dot{X}_i, \dot{Y}_i)$$

Equação 15

Assim, o novo par de coordenadas (Ẍ, Ÿ) equivale ao par de coordenadas (X, Y) ordenados inversamente em relação a efetiva coleta de campo e com distanciamento em relação à margem oposta à coleta. Além disso, o parâmetro "D" corresponde a distância máxima coletada (DMG máximo).

- Por fim, ordena-se os pontos de forma crescente em relação ao novo distanciamento horizontal, da margem esquerda para a direita, de modo que:

$$(\ddot{X}_0, \ddot{Y}_0), (\ddot{X}_1, \ddot{Y}_1), (\ddot{X}_2, \ddot{Y}_2) \dots (\ddot{X}_n, \ddot{Y}_n)$$

Isso implica em: $\ddot{X}_0 < \ddot{X}_1 < \ddot{X}_2 \dots < \ddot{X}_n$

5.10.4 Seleção de Pontos Batimétricos empregando o critério de distanciamento uniforme

Esta metodologia de seleção e filtragem é mais indicada em cenários em que o leito fluvial não apresenta alterações abruptas de profundidade, e consiste em:

- Subdividir a largura da área molhada em "n" partes iguais e usar como referência posicional para as amostras de área, a distância média dos pontos presentes em cada subdivisão para que se possa compor o perfil topográfico da seção transversal. Destaca-se que o valor mínimo para a variável "n" deve estar de acordo com o espaçamento entre os pontos da seção transversal preconizado na Tabela 2;

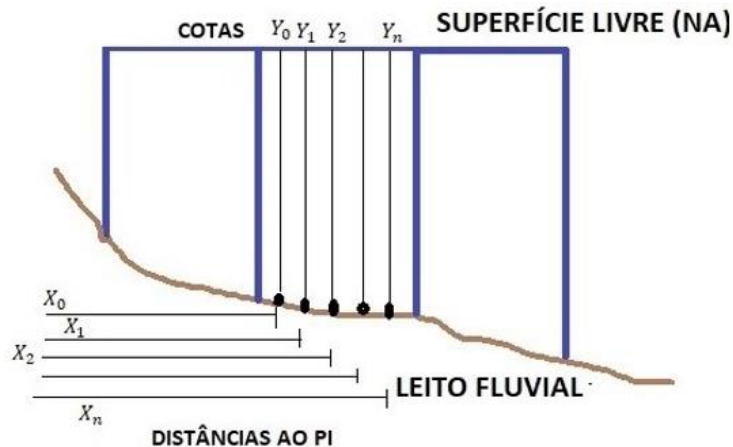


Figura 33 - Subdivisão da Seção Transversal empregando critério de distanciamento uniforme

- Em cada fragmento da seção, calcular a média aritmética das coordenadas de distância e cota dos pontos contidos no interior desta subdivisão. Considerando que essa metodologia é indicada para cenários em que o leito fluvial não apresenta alterações abruptas de profundidade, as coordenadas polares devem estar próximas das respectivas medianas;

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad \bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n}$$

Equação III.1

em que:

- \bar{X} e \bar{Y} : correspondem a distância e a cota média de cada subdivisão, respectivamente;
- n : corresponde ao número de pares coordenados (X,Y) contidos em cada subdivisão de área.
- Por fim, deve-se adotar o conjunto de pontos (\bar{X}, \bar{Y}) , calculados para cada subdivisão, como sendo os pontos representativos da conformação do leito fluvial daquela seção transversal.

5.10.5 Seleção por critérios de variação de distância e cota

Esta metodologia de seleção e filtragem é indicada para locais com variações acentuadas, ou bruscas, na morfologia do leito fluvial. Tanto o número de pontos coletados, quanto o espaçamento máximo entre eles, devem estar em conformidade com a Tabela 2.

Para aplicação deste método, por hipótese, precisamos supor que os pares ordenados de distância (X) e cota (Y) estejam devidamente ordenados de maneira crescente em relação à distância (X) e indexados de forma crescente, com o índice "i" variando entre os valores "0" e "n", de acordo com a seguinte expressão matemática:

$$(X_0, Y_0), (X_1, Y_1), (X_2, Y_2), \dots, (X_i, Y_i)$$

- Crie duas novas variáveis para representar os pontos selecionados para compor o novo perfil transversal, denominadas por \bar{X} e \bar{Y} , ou seja, um novo par de coordenadas polares de distância e cota (\bar{X}, \bar{Y}) , que são indexadas de forma crescente pela variável "j" de 0 a n, na seguinte forma:

$$(\bar{X}_0, \bar{Y}_0), (\bar{X}_1, \bar{Y}_1), (\bar{X}_2, \bar{Y}_2), \dots, (\bar{X}_j, \bar{Y}_j)$$

- Crie uma variável, denominada por “m”, que pode apresentar valores entre “1” e “n-1”, para identificar o valor do índice do par de pontos (X_i, Y_i) que está sendo comparado em relação ao último ponto selecionado para compor o perfil topográfico filtrado $(\check{X}_j, \check{Y}_j)$;

$$m = m + 1$$

Equação 14

- Selecione o primeiro ponto do perfil transversal a ser filtrado, ou seja: (X_0, Y_0) , e salve como $(\check{X}_0, \check{Y}_0)$, na seguinte forma:

$$\check{X}_0 = X_0, \check{Y}_0 = Y_0, i = 0, j = 0, m = 1$$

- Estabelecer critérios de variação máxima de distância (ΔX) e cota (ΔY) para comparar os próximos pontos a serem filtrados com o último ponto selecionado de (X_i, Y_i) . Para ΔX e ΔY , em valores absolutos (em metros), tem-se o seguinte algoritmo:

se

$$\frac{|X_m - X_i|}{D} \geq \frac{\Delta x}{100} \cdot D$$

Equação III.2

ou

$$\frac{|Y_m - Y_i|}{H} \geq \frac{\Delta y}{100} \cdot H$$

Equação 13

então:

$$j = j + 1, \check{X}_j = X_m, \check{Y}_j = Y_m, i = m$$

e

$$m = m + 1$$

senão:

A sugestão inicial para ΔX deve-se observar os valores preconizados na Tabela 2 e para o ΔY sugere-se o percentual de 5%. Não há como sugerir um valor inicial para o emprego de ΔX e ΔY em valores absolutos (metros), pois é necessário observar as dimensões e características físicas da seção transversal a ser analisada.

- Repita a etapa imediatamente anterior até o penúltimo ponto (X_i, Y_i) a ser filtrado, ou seja, se i varia entre “0” e “n”, repita a comparação dos pontos até que $m = n - 1$.
- Selecione o último ponto do perfil transversal a ser filtrado, ou seja: (X_n, Y_n) , e salve como $(\check{X}_j, \check{Y}_j)$, na seguinte forma:

$$j = j + 1, X_{j+1} = X_n, Y_{j+1} = Y_n$$

- Os pares de pontos coordenados $(\check{X}_0, \check{Y}_0)$, $(\check{X}_1, \check{Y}_1)$, $(\check{X}_2, \check{Y}_2)$, $(\check{X}_3, \check{Y}_3)$... $(\check{X}_j, \check{Y}_j)$ representarão o perfil transversal filtrado de acordo com os critérios estabelecidos.

Uma ilustração desta metodologia pode ser melhor visualizada na Figura 34. Nota-se que: nem todos os pontos coletados em campo foram selecionados para compor o perfil após filtragem, mas, apenas aqueles que ultrapassarem uma variação mínima em relação as distâncias ou cotas. As comparações, para fins de verificação de variação de distância e cota, nem sempre são entre pontos consecutivos, como na Figura 33, mas sempre entre um ponto coletado em campo em relação ao último ponto selecionado para compor o perfil definitivo.

SUPERFÍCIE LIVRE (NA)



Figura 34 - Seleção de Pontos

5.11 Nomenclatura dos Arquivos do Levantamento da Área Molhada

No relatório de processamento dos dados batimétricos para o levantamento da área molhada das seções transversais, deve-se constar as coordenadas polares dos pontos coletados em campo. Deve-se explicitar também a marca e o modelo dos medidores acústicos empregados, os respectivos offsets dos instrumentos em relação a embarcação, a distância do equipamento de mensuração em relação às margens e ao nível d'água no momento da execução do levantamento batimétrico. Além disso, a entidade operadora deve entregar à ANA, o arquivo bruto do levantamento da área molhada, no formato proprietário.

A nomenclatura a ser adotada para o arquivo de dados batimétricos, no formato proprietário, deve ser o seguinte:

LST_AM_PROPR_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.YYY

no qual:

- **LST_AM_PROPR**: trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados batimétricos, no formato

proprietário, para o levantamento da seção transversal;

- **XXXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos); e
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM**: mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD**: dia do levantamento (2 dígitos);
- **YYY**: trígama referente a extensão do arquivo no formato proprietário.

Não se deve confundir esses arquivos, com o que se refere ao perfil da seção transversal, cujos elementos são a distância e a diferença altimétrica dos seus pontos em relação ao ponto PI. Esses referem-se aos arquivos brutos, nos formatos proprietário e RINEX, que podem ser empregados, se necessário, em eventuais consistências de dados.

6 Integração dos Dados

De posse dos pontos planialtimétricos das áreas seca e molhada da seção transversal levantada, o técnico, em escritório, deve proceder à inserção dessas informações no sistema HIDRO (ou outro vigente), o qual considera o vértice PI como sendo a origem desse perfil topográfico. Nesse caso, deve-se

proceder à redução das informações planialtimétricas dos pontos coletados para distância em relação ao vértice supracitado e a cota no sistema altimétrico local (Figura 35).

A nomenclatura a ser adotada para o arquivo de dados do perfil topográfico da seção transversal deve ser o seguinte:

LST_XXXXXXXX_AAAA.MM.DD.XLSX

no qual:

- **LST_**: trata-se de um prefixo que corresponde ao arquivo de dados do perfil topográfico da seção transversal;
- **XXXXXXXX**: código da estação hidrometeorológica (8 dígitos); e
- **AAAA**: ano do levantamento (4 dígitos);
- **MM**: mês do levantamento (2 dígitos);
- **DD**: dia do levantamento (2 dígitos);
- **XLSX**: formato Excel.

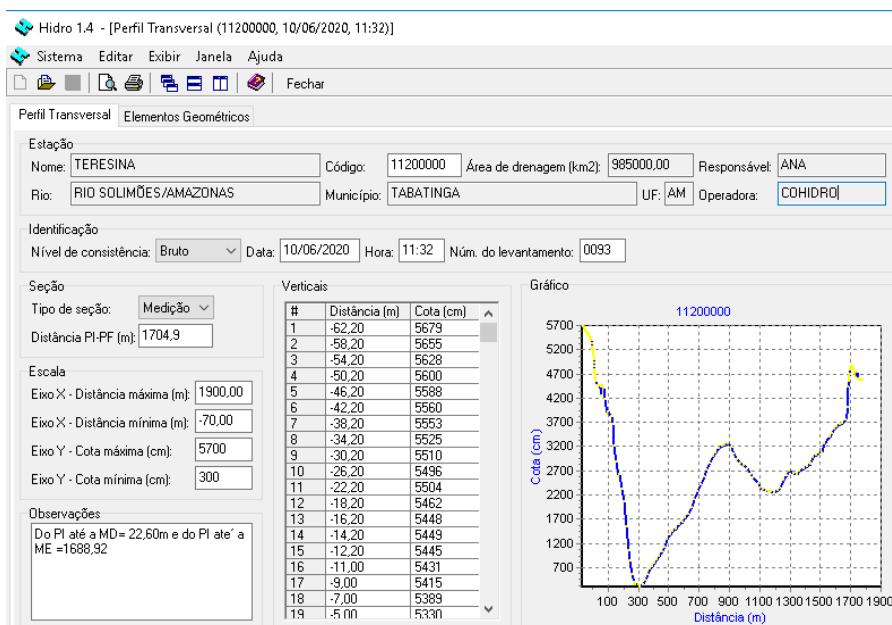


Figura 35 - Perfil Transversal – Programa HIDRO

Apêndice A - RELATÓRIO DE MATERIALIZAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Identificação da Estação Fluviométrica

Estação: _____ Código: _____
Curso d'água: _____ Quantidade. de Controles Hidráulicos: _____
Cota máxima observada (cm): _____ RN de maior cota (mm): _____
Equipe: _____ Data: ____/____/____

Materialização da Seção de Levantamento Transversal

Controle 1

<input type="checkbox"/> Canal	Distância da seção de réguas (m):
<input type="checkbox"/> Seção	Distância linear (m):
<input type="checkbox"/> Misto	Cota (s) de influência (cm):

Ponto Inicial (PI)	Ponto Final (PF)
Cota Local (cm):	Cota Local (cm):
Altitude Elipsoidal (m):	Altitude Elipsoidal (m):
Ondulação Geoidal (m):	Ondulação Geoidal (m):
Altitude Ortométrica (m):	Altitude Ortométrica (m):
Lat.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" (S ou N)	Lat.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" (S ou N)
Long.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" W	Long.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" W

Controle 2

<input type="checkbox"/> Canal	Distância da seção de réguas (m):
<input type="checkbox"/> Seção	Distância linear (m):
<input type="checkbox"/> Misto	Cota (s) de influência (cm):

Ponto Inicial (PI)	Ponto Final (PF)
Cota Local (cm):	Cota Local (cm):
Altitude Elipsoidal (m):	Altitude Elipsoidal (m):
Ondulação Geoidal (m):	Ondulação Geoidal (m):
Altitude Ortométrica (m):	Altitude Ortométrica (m):
Lat.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" (S ou N)	Lat.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" (S ou N)
Long.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" W	Long.: XX° YY' ZZ.ZZZZ" W

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

IMAGEM AÉREA


MARGEM ESQUERDA

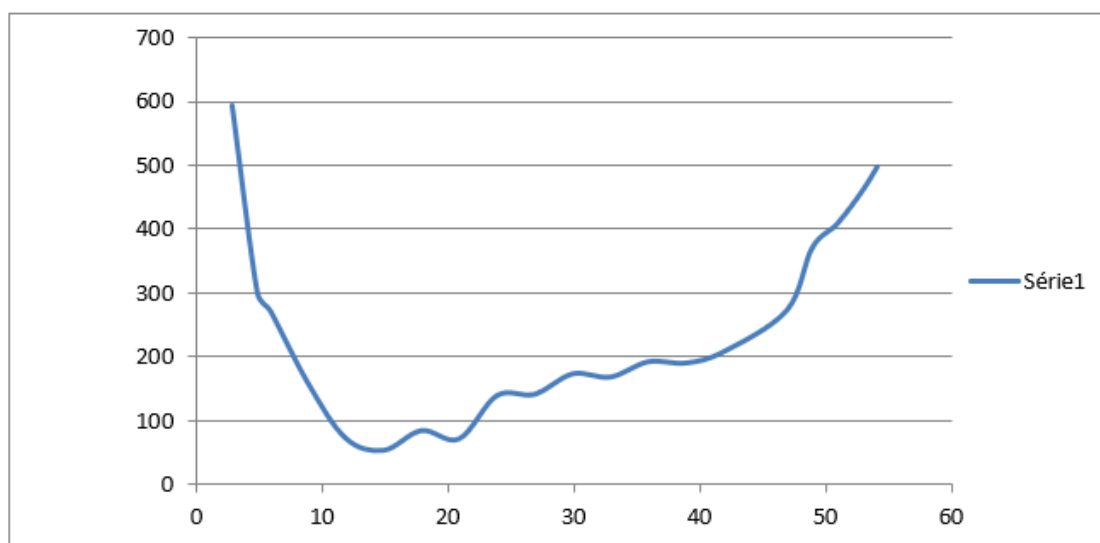
MARGEM DIREITA

PONTO INICIAL

PONTO FINAL

Apêndice B – FICHA DE CAMPO DO LEVANTAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM NÍVEL TOPOGRÁFICO OU ESTAÇÃO TOTAL

 SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL - CPRM		GEHITE/REPO		Roteiro 01	Folha 1/1	OBSERVAÇÕES								
LEVANTAMENTO DE SEÇÃO TRANSVERSAL										Travessia utilizada - fql_15490500.2019.11.13.riv				
Equipe: Edcarlos e Eyck				Código: 15490500										
				Estação: Buritis										
Rio: Candeias		Cota da régua: 274 cm		Data: 13/11/2019										
CAMPO							PERFIL TOPOGRÁFICO							
Vert n ^o	Dist m	Visadas		Plano Ref	Cota mm	Nota	Prof cm	Vert n ^o	Dist cm	Cota cm				
		Ré	Vante											
1	0,00	1542		7692	6150	PI		1	0	615				
2	2,90		1743	7692	5949			2	2,9	594,9				
3	2,00		4678	7692	3014			3	4,9	301,4				
4	1,00	3567	4951	6308	2741			4	5,9	274,1				
5	3,00			6308		NAME	114	5	8,9	160,1				
6	3,00			6308			201	6	11,9	73,1				
7	3,00			6308			220	7	14,9	54,1				
8	3,00			6308			189	8	17,9	85,1				
9	3,00			6308			202	9	20,9	72,1				
10	3,00			6308			134	10	23,9	140,1				
11	3,00			6308			132	11	26,9	142,1				
12	3,00			6308			100	12	29,9	174,1				
13	3,00			6308			105	13	32,9	169,1				
14	3,00			6308			81	14	35,9	193,1				
15	3,00			6308			83	15	38,9	191,1				
16	3,00			6308		NAMD	65	16	41,9	209,1				
17	5,00		3567	6308	2741			17	46,9	274,1				
18	2,00		2587	6308	3721			18	48,9	372,1				
19	2,00		2208	6308	4100			19	50,9	410				
20	2,00		1688	6308	4620			20	52,9	462				
21	1,15		1319	6308	4989	PF		21	54,05	498,9				



Referências Bibliográficas – Capítulo 3

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). **Medição de descarga líquida em grandes rios:** manual técnico. Brasília: ANA; SGH, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13133:** execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14166:** rede de referência cadastral municipal - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

DA SILVA, Maria Madalena Santos; MIRANDA, Fabiani Abati; NADAL, Carlos Aurélio; VEIGA, Luís Augusto Koenig; FAGGION, Pedro Luís. **Padronização de termos empregados na instrumentação geodésica.** In: V Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas: Presidente Prudente, 2007.

FERREIRA, Ítalo Oliveira; RODRIGUES, Dalto Domingos; NETO, Arthur Ayres; MONTEIRO, Cristina Sameiro. Modelo de incerteza para sondadores de feixe simples. **Revista Brasileira de Cartografia**, v. 68, n.5, 2016.

IBGE. **O novo modelo de ondulação geoidal do Brasil – MAPGEO2015.** Rio de Janeiro: IBGE, 2015.

INDIA. **Hydrology project:** how to extrapolate rating curve. HP: New Delhi, Índia. 43p, 1999. Disponível em: <http://nhp.mowr.gov.in/Docs/HP-2/Manuals/WaterLevel-31Howtoextrapolate.pdf> , Acesso em: 17 ago. 2021.

JACCON, Gilbert; CUDO, Kazimierz. **Hidrologia: curva-chave, análise e traçado.** Brasília: DNAEE/MME, 1989.

SANTOS. Irani dos, *et al.* **Hidrometria aplicada.** Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, 2001.



MINISTÉRIO DE
MINAS E ENERGIA



MINISTÉRIO DO
DESENVOLVIMENTO REGIONAL

