

GEODESIA

Manual de Especificaciones Técnicas

Levantamientos Geodésicos



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar



INDICE

CONTROL HORIZONTAL.....	8
1. ANTECEDENTES	8
2. OBJETO	8
3. CAMPO DE APLICACIÓN	8
4. REFERENCIAS NORMATIVAS.....	8
5. DEFINICIONES.....	9
6. MARCO TEÓRICO.....	10
6.1. Introducción	10
6.2. Sistema de Posicionamiento Global –GNSS	10
6.3. Triangulación	12
6.4. Trilateración	14
6.5. Intersección directa.....	15
6.6. Poligonación	15
7. CLASIFICACIÓN DE CONTROL GEODÉSICO HORIZONTAL	16
7.1. ORDEN AA	17
7.2. ORDEN A.....	17
7.3. ORDEN B.....	17
7.4. ORDEN C, Primero	18
7.5. ORDEN C, Segundo clase I	18
7.6. ORDEN C, Segundo clase II	18
7.7. ORDEN C, Tercero clase I y II	18
A. Clasificación según sus coordenadas	18
B. Clasificación según su densificación.....	19
C. Clasificación según Precisión.....	19
8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA EL CONTROL HORIZONTAL.....	20
8.1. Trabajo de campo.....	20
8.2. Trabajo de gabinete	22
8.3. Instrumentos a utilizar	23
8.4. Información básica para el cálculo de coordenadas	23
8.5. Longitud de los lados.....	24
8.6. Bases para el procesamiento	24



8.6.1. Selección de la Técnica de Observación.....	25
8.7. Tiempo de rastreo de acuerdo a la línea base.	26
9. APOYO FOTOGRAMÉTRICO	27
9.1. INTRODUCCIÓN.....	27
9.1.1. Planificación en Gabinete.....	28
9.1.2. Identificación en terreno de los puntos planificados.....	28
9.2. PROCEDIMIENTO DE APOYO FOTOGRAMETRICO REALIZADO EN EL PROCESO DE GEODESIA.....	29
9.2.1. Entrega de insumos:.....	29
9.2.2. Planificación en gabinete:	29
9.2.3. Reconocimiento, posicionamiento y pinchado de puntos de control:	29
CONTROL VERTICAL.....	35
PRECEPTOS TEÓRICOS PARA EL CONTROL VERTICAL	35
INTERNATIONAL HEIGHT REFERENCE SYSTEM (IHRS).....	35
Componente geométrica del IHRS	37
Componente física del IHRS	38
Convenciones para la definición y realización del IHRS.....	38
INTERNATIONAL HEIGHT REFERENCE FRAME (IHRF).....	38
Convenciones para la realización del IHRS.....	39
DATUM Y SISTEMA GRAVIMÉTRICO DE REFERENCIA	40
SUPERFICIES DE NIVEL.....	44
CAPÍTULO 1	45
INTRODUCCIÓN A LA NIVELACIÓN GEODÉSICA.....	45
CAPÍTULO 2	49
NIVELACIÓN GEODÉSICA.....	49
I. ESPECIFICACIONES	49
II. INSTRUCCIONES GENERALES PARA NIVELACIÓN GEODÉSICA.	50
1. MÉTODOS.....	50
2. DETERMINACIÓN DEL ERROR DE NIVEL (FACTOR “C”)	53
3. LONGITUD DE VISTAS.	54
4. DIVERGENCIAS PERMISIBLES EN LAS RECORRIDAS.....	55
5. RECHAZOS	56
6. ERRORES.....	56
7. RENIVELACIÓN.....	56



8.	PROGRAMA DE OBSERVACIÓN	57
9.	MARCAS DE COTA FIJA PERMANENTES	57
10.	DESIGNACIÓN DE MARCAS DE COTA FIJA	59
11.	DESCRIPCIONES DE MARCAS DE COTA FIJA Y ANOTACIONES DE RECUPERACIÓN	59
12.	ANOTACIONES Y CÁLCULOS	60
13.	DATOS MISCELÁNEOS.....	60
III.	NIVEL DE GRAN PRECISIÓN	61
1.	DESCRIPCIÓN	61
a.	Características	62
b.	Características especiales.....	64
IV.	MIRAS	64
1.	DESCRIPCIÓN	64
2.	CUIDADO DE LAS MIRAS.....	65
3.	COMPROBACIONES DE VERTICALIDAD	69
V.	RECONOCIMIENTO Y MONUMENTACIÓN.....	69
1.	SELECCIÓN DE SITIOS PARA MARCAS DE COTA FIJA	69
2.	CONSTRUCCIÓN DE MARCAS DE COTA FIJA.....	71
VI.	DESCRIPCIÓN DE UNA MARCA DE COTA FIJA	74
1.	ENCABEZAMIENTO	75
2.	DESCRIPCIÓN DETALLADA	75
3.	IDENTIFICACIÓN EN LAS FOTOGRAFÍAS	77
4.	PRESENTACIÓN.....	77
5.	AYUDAS	78
	CAPITULO 3	82
	TRABAJOS DE CAMPO	82
I.	EQUIPO UTILIZADO EN NIVELACIÓN DE PRIMER O SEGUNDO ORDEN	82
II.	ORGANIZACIÓN DE UNA BRIGADA DE NIVELACIÓN DE PRIMER O SEGUNDO ORDEN ...	83
III.	ERRORES.....	85
1.	ERRORES SISTEMÁTICOS Y ACCIDENTALES	86
2.	ERRORES CAUSADOS POR LAS CONDICIONES ATMOSFÉRICAS	92
3.	ERRORES SISTEMÁTICOS EN DECLIVES.....	92
IV.	PROCEDIMIENTOS DE OBSERVACIÓN Y REGISTRO	93
V.	ANOTACIONES Y APUNTES DE CAMPO	102
VI.	LA CONSTANTE TAQUIMÉTRICA Y SU DETERMINACIÓN PARA EL WILD N III	109



VII.	DETERMINACIÓN DEL ERROR DEL NIVEL (FACTOR “C”).....	112
VIII.	CONEXIONES A LÍNEAS PREVIAMENTE ESTABLECIDAS	118
IX.	VISTAS ADELANTE EXTRAS	121
CAPITULO 4		131
CALCULOS DE CAMPO		131
I.	DIVERGENCIAS Y RECHAZOS.....	131
II.	COMPROBACIÓN DE LA LIBRETA DE REGISTRO DE CAMPO	132
III.	RESUMEN DE CAMPO PARA NIVELACIÓN	134
CAPITULO 5		140
CRUCE DE RIO.....		140
I.	GENERALIDADES.....	140
II.	PROCEDIMIENTO DE TRABAJO.....	140
III.	EXPLICACIÓN DEL CÁLCULO DE LAS OBSERVACIONES PARA EL CRUCE DE RIO	145
CAPITULO 6		148
INFORME SOBRE TERMINACIÓN DE LINEA DE NIVELACIÓN		148
I.	GENERALIDADES.....	148
II.	EJEMPLO	149
1.	UBICACIÓN	150
2.	ORDEN Y PROPÓSITO	150
3.	FECHAS, PERSONAL Y EQUIPO	150
4.	DESCRIPCIÓN DE RUTA.....	150
5.	ENLACES CON LEVANTAMIENTOS DE OTRAS AGENCIAS.	150
6.	ENLACES CON TRIANGULACIÓN	151
7.	MARCAS DE COTA FIJA	151
8.	DISCREPANCIAS	151
9.	CIERRES DE CIRCUITO	151
10.	RECOMENDACIONES	152
GRAVIMETRÍA.....		152
11.	RESUMEN	152
12.	INTRODUCCIÓN	153
13.	PROCEDIMIENTOS QUE SE REALIZAN EN GRAVIMETRIA.	155
a.	GABINETE	155
b.	FASE DE CAMPO	158
Especificar los parámetros del punto de referencia (SCINTREX, 2006)		160



Coordenadas de ubicación,	160
Altura	160
Zona UTM	160
Diferencia GMT	160
Especificar las correcciones y filtros que se utilizaran para la toma del punto: (SCINTREX, 2006) (Torge, 1989) (Calderón, 2014)	160
Corrección de marea	160
Corrección de inclinación	160
Filtro de auto rechazo	160
Corrección de terreno	160
Filtro sísmico	160
Grabar la información cruda	160
Configuración del gravímetro considerando los siguientes parámetros para la toma de datos: (SCINTREX, 2006)	161
Número de veces de lectura	161
Tiempo de ciclos (segundos)	161
Demora de inicio para la toma de datos	161
Separación de línea	161
Separación de estación	161
Incremento automático de la estación	161
Calentador de LCD	161
Grabar temperatura ambiente	161

GEODESIA

Manual de Especificaciones Técnicas

Levantamientos Geodésicos **Control Horizontal**



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar



CONTROL HORIZONTAL

1. ANTECEDENTES

En cumplimiento a los Art. 1 y 2 de la ley de La Cartografía Nacional, el presente documento tiene por objeto homologar los criterios técnicos aplicados a levantamientos geodésicos, dentro de su componente horizontal, a fin de brindar apoyo técnico al profesional que realiza este tipo de trabajos, para garantizar los resultados en la determinación de nuevos puntos de referencia con fines geodésicos y topográficos.

El Art. 44 del Reglamento a la Ley de la Cartografía Nacional, establece que: *“los trabajos autorizados de conformidad con el Art. 42 del presente Reglamento, serán supervisados, fiscalizados y aprobados por el Instituto Geográfico Militar”*; por lo que es necesario establecer los criterios técnicos de generación de información.

Adicionalmente se debe establecer que todo punto perteneciente a un levantamiento geodésico horizontal en el país, deberá estar referido al Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas (SIRGAS), asociado con el Marco de Referencia Terrestre Internacional 2008 (ITRF08) del Servicio Internacional de Rotación de la Tierra (IERS) de la época 2016,43.

2. OBJETO

Disponer de un conjunto de especificaciones técnicas mínimas para ejecutar levantamientos geodésicos en su componente horizontal.

3. CAMPO DE APLICACIÓN

El manual es para todo el personal que presta sus servicios en el Proceso de Geodesia del Instituto Geográfico Militar (I.G.M), así como también para las personas o instituciones que realicen trabajos dentro del campo de levantamientos topográficos o geodésicos, sean por ejecución de trabajos, contratación o fiscalización.

4. REFERENCIAS NORMATIVAS

- Ley de La Cartografía Nacional y Reglamento.
- Normas técnicas para levantamientos geodésicos, INEGI – México.
- Estándares cartográficos aplicados al catastro - Sistema Nacional Integrado de Información Catastral Predial-Perú.
- Glosario de términos cartográficos. Universidad de Alicante - España.



5. DEFINICIONES

- **Calidad:** Grado con el que un conjunto de características inherentes cumplen los requisitos.
- **Exactitud:** Grado de concordancia entre el resultado de una prueba y el valor de referencia aceptado.
- **Exactitud posicional:** Proximidad del valor de la coordenada respecto al valor verdadero o aceptado en un sistema de referencia especificado.
- **Datos de la estación:** Comprenden información meteorológica, temperatura, presión atmosférica y humedad relativa y de la posición de la antena GPS con respecto a la marca que materializa el punto (altura de la antena, excentricidad). Estos datos deben ser recolectados por el operador y conservados en una hoja de campo o eventualmente introducidos en el receptor.
- **Georreferenciación:** Geo-posicionamiento de un objeto utilizando un modelo de correspondencia derivado de un conjunto de puntos para los cuales las coordenadas tanto del terreno como de la imagen son conocidas.
- **GNSS (Global Navigation Satellite System):** Sistema Global de Posicionamiento que permite al usuario determinar en cualquier parte del mundo la posición tridimensional de un punto sobre la superficie terrestre respecto al geocentro.
- **Levantamientos geodésicos horizontales:** Conjunto de procedimientos y operaciones de campo y gabinete orientados a calcular la posición de un punto sobre la superficie terrestre en un sistema de referencia de coordenadas geodésicas, convenientemente elegido y demarcado con respecto al Marco de Referencia para el Ecuador.
- **Ortoimagen:** Imagen en la que, por medio de una proyección ortogonal a una superficie de referencia, se ha removido el desplazamiento de los puntos de la imagen debido a la orientación del sensor y el relieve del terreno. La cantidad de desplazamiento depende de la resolución y el nivel de detalle de la información de elevación y de la implementación del software.
- **Ortofototo u Ortofotomapa:** es una presentación fotográfica de una zona de la superficie terrestre, en la que todos los elementos presentan la misma escala, libre de errores y deformaciones, con la misma validez de un plano cartográfico, se obtiene a partir de las perspectivas de la imagen y se ha rectificado la imagen del terreno según una proyección ortogonal vertical¹.
- **Posicionamiento estático:** Método de medición caracterizado por la ocupación simultánea de dos o más puntos durante un tiempo suficientemente prolongado de tiempo mientras los receptores se mantienen estacionarios en tanto registran los datos².

¹ Obtenido de estándares cartográficos aplicados al catastro. Sistema Nacional Integrado de Información Catastral, Predial -Perú

² Glosario de términos cartográficos. Universidad de Alicante



- **Precisión:** Medida de la repetitividad de un conjunto de mediciones, se expresa generalmente como un valor estadístico basado en un conjunto de mediciones repetidas, tales como la desviación estándar de la media de la muestra.
- **Punto de control en el terreno:** Punto de la tierra que tiene una posición conocida con precisión geográfica.

6. MARCO TEÓRICO

6.1. Introducción

Uno de los propósitos de la geodesia es determinar la forma, dimensiones y la ubicación de un sector de la superficie terrestre. Para ello, es necesario escoger puntos representativos de este sector que puedan ser determinados espacialmente. Mediante el análisis de estos puntos se obtendrá la solución del problema planteado, cuya precisión dependerá de la densidad y calidad de los puntos seleccionados. De este modo, es posible conocer la forma, dimensiones y ubicación de cualquier sector de la superficie de la tierra, si se determinan las coordenadas espaciales de los puntos seleccionados. Esto implica, que sea necesario definir un sistema de coordenadas terrestres, determinando claramente el origen del sistema y la orientación de los ejes que lo conforman.

Se puede definir a un Sistema de Referencia como un conjunto de parámetros y constantes que determinan las condiciones para la descripción y representación de la superficie de la Tierra. Los sistemas de referencia no se pueden determinar por mediciones, sino que se definen convencionalmente, mediante la adopción de una estructura física fundamental que considera tres aspectos fundamentales, a saber, el origen del sistema (ejemplo: centro de masas), la escala (unidad de longitud utilizada) y la orientación (habitualmente ecuatorial o eclíptica). Por lo tanto, se le asocia a la estructura física elegida, un cierto número de parámetros arbitrarios que permiten un modelado matemático de las propiedades físicas de la estructura.

Todo Sistema de Referencia está acompañado por un Marco de Referencia, entendiendo como Marco de Referencia al conjunto de elementos que materializan y sustentan el Sistema de Referencia, sobre la superficie de la Tierra.

Desde el punto de vista geométrico, las coordenadas cartesianas, aunque adecuadas para el cálculo, no proporcionan una idea clara e inmediata de la posición de los puntos sobre la superficie terrestre. Por esa razón, en geodesia, es usual referir la posición espacial de puntos a una superficie que aproxime la forma de la Tierra. En ese sentido se define como superficie geométrica de referencia la que corresponde a un elipsoide de revolución.

6.2. Sistema de Posicionamiento Global –GNSS

El sistema GNSS tiene una estructura claramente definida, por:

- **Segmento de Espacial:** Compuesto por satélites que forman el sistema, tanto de navegación como de comunicación, así como diferentes señales que envían y reciben cada uno de los receptores.

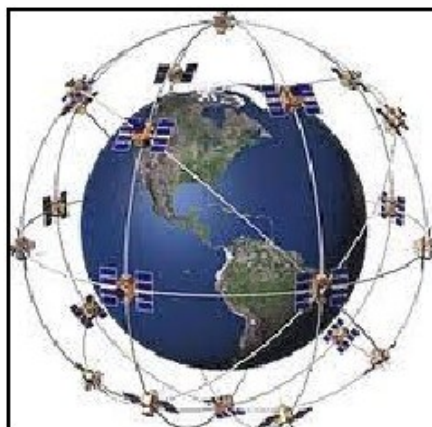


Figura 1.- Segmento espacial

- **Segmento de Control:** Formado por el conjunto de estaciones en tierra que recogen los datos de los satélites y monitoriza el sistema GNSS, como las estaciones de monitoreo continuo de la REGME. Las funciones principales del segmento de control son:
 - ✓ Monitoreo y control permanente de los satélites, con el objeto de determinar y predecir las órbitas y los relojes de a bordo.
 - ✓ Sincronización de los relojes de los satélites con el tiempo GPS.
 - ✓ Transmisión, a cada satélite, de la información procesada
 - ✓ Las Estaciones de Monitoreo Continuo tienen coordenadas conocidas de gran precisión y están equipadas con receptores de GPS (de doble frecuencia L1 y L2) y un reloj de Cesio, siendo su misión la de estar en continua comunicación con los satélites, recibiendo señales emitidas por estos, para poder determinar sus orbitas y distancias con gran exactitud y transmitirlas a la Estación de Control, junto con los datos meteorológicos de cada estación.



Figura 2.- Segmento de control

- **Segmento de Usuario:** Formado por todos los receptores GNSS que reciben señales del segmento espacial y sus programas de procesamiento de datos, El receptor recibe de cada satélite las efemérides que permiten conocer la posición de aquellos en el espacio. El receptor GPS mide su distancia a los satélites, y utiliza esa información para calcular su posición. Estas distancias obtenidas, llamadas pseudo-distancias, son el resultado de multiplicar la velocidad de la luz (c) por el desplazamiento necesario para correlacionar el código emitido por el satélite, con una réplica de código generado por el receptor.

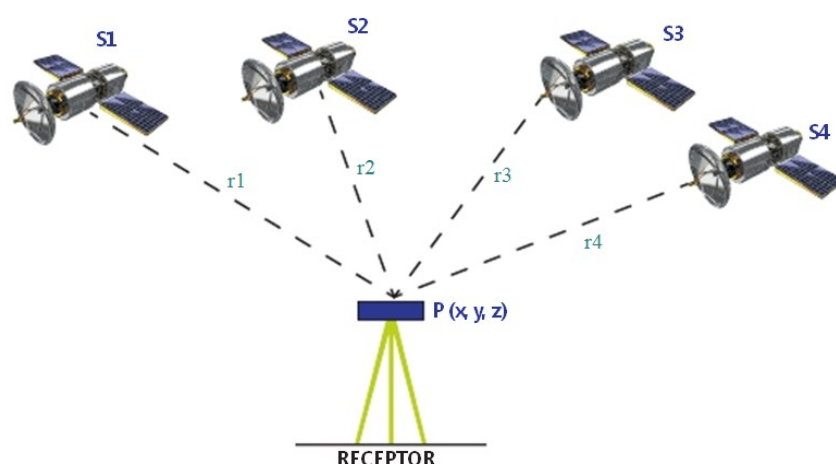


Figura 3.- Segmento de usuarioe4

6.3. Triangulación

Los puntos que constituyen una red geodésica pueden estar separados desde unos centenaes de metros hasta kilómetros; y para su ubicación se utilizan los métodos de intersección.

Los métodos de intersección se basan en mediciones angulares, de aquí la importancia que para definir la posición de los nuevos vértices se requiere al menos conocer al menos un lado de la red, y a esta alineación la conocemos como base de la triangulación. (Farjas, 2004).

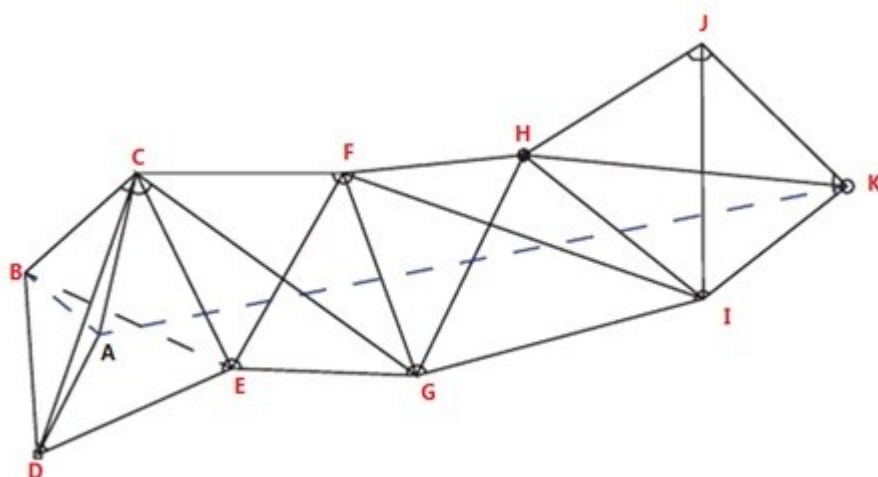


Figura 4.- Red de triangulación.

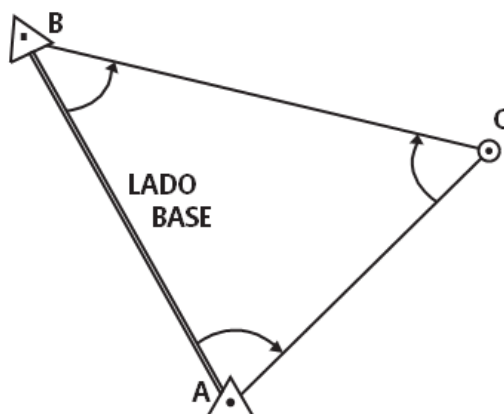


Figura 5.- Método de triangulación

La Triangulación utiliza puntos terrestres inter-visibles para formar triángulos, cadenas de triángulos y figuras geométricas compuestas por triángulos, los ángulos de cada triángulo se miden con estación total de alta precisión. Las longitudes de los lados se calculan por la ley de los senos; los cálculos se deben empezar con la longitud conocida de uno de los lados, la cual se obtiene por medición terrestre directa o de cálculos de otra red de triangulación compensada.

El azimut de la línea de partida debe conocerse y un azimut debe llevarse por todo el sistema de figuras; según la precisión del trabajo debe realizarse la determinación del azimut a partir de una serie de observaciones de tal forma que permita tener el valor del azimut lo más preciso posible.

La Ecuación de Laplace permite corregir los errores acumulados causados por pequeñas imperfecciones en la medición de los ángulos y errores sistemáticos que causan un cambio en la orientación de la red. Igualmente, las longitudes calculadas

en la red de triangulación deben compensarse a partir de otra línea base o lado previamente establecido de una red compensada.

Determinados los ángulos horizontales y verticales medidos entre cada punto o estación, se procede al cálculo de diferencias de elevación entre todos los vértices. Los vértices en la red se conectan por nivelación diferencial o por distancias cenitales a las marcas de cota fija sobre un plano de referencia conocido y de esta forma finalmente procederá a calcular la corrección a la elevación de cada vértice.

Definida la red los siguientes pasos a seguir será: la generación de la documentación técnica que respalde la red implantada con lo cual pondremos a disposición de la comunidad sus resultados; y su utilidad depende de la precisión de los levantamientos de campo, permanencia de las marcas, autenticidad de los croquis y descripciones monográficas precisas que han de utilizarse en su reocupación.

6.4. Trilateración

La trilateración es un método de levantamiento que en vez de medir ángulos se miden las longitudes de los lados. La disponibilidad de equipos electrónicos para medir distancias ha hecho que este procedimiento resulte práctico y económico. La trilateración aumenta la flexibilidad de los métodos de control básico, manteniendo al mismo tiempo resultados satisfactorios, pese a que no es recomendable esperar que la trilateración sea usada frecuentemente, ya que es ventajosa solamente en circunstancias especiales. La trilateración deberá comenzar y terminar en estaciones de triangulación o poligonal fundamentales ya existentes; debe comprender observaciones de control de azimuth, proporcionando los cierres correspondientes. La figura básica de la trilateración debe ser un hexágono regular o un doble cuadrilátero con todos sus lados y diagonales medidos. Se puede usar a veces un pentágono regular pero nunca en serie. (Farjas, 2004)

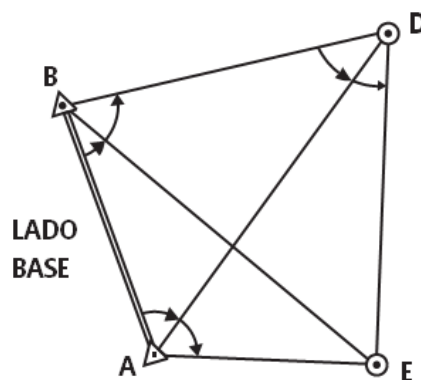


Figura 6.- Trilateración

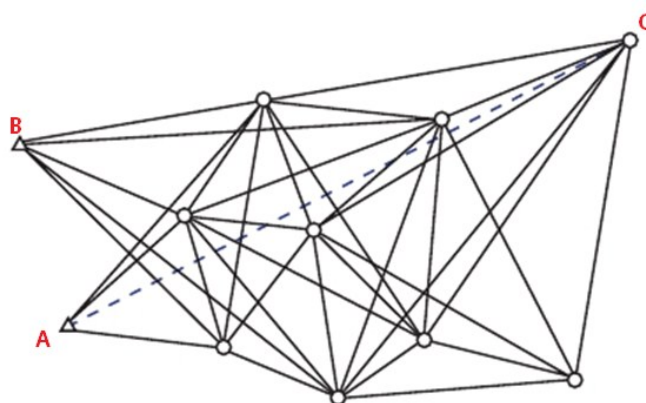


Figura 7.- Red de trilateración

6.5. Intersección directa

La intersección directa simple consiste en realizar observaciones angulares desde dos puntos de coordenadas conocidas, visándose entre sí y al punto que se quiere determinar. En la intersección simple se designan como D a los puntos de coordenadas conocidas según queden a la derecha o izquierda del punto V que se quiere calcular.

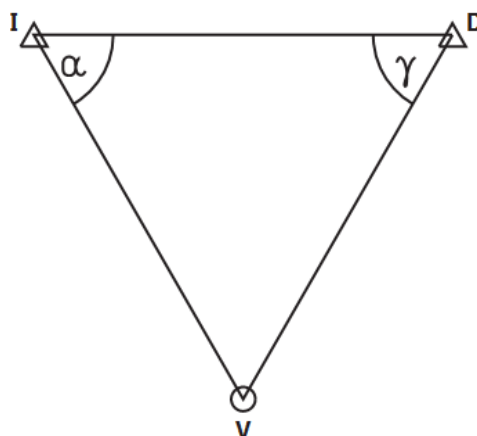


Figura 8.- Intersección directa

6.6. Poligonación

Las poligonales pueden considerarse semejantes a la navegación, en la que se miden distancias y direcciones; en una poligonación se parte de alguna posición y azimuth conocido hacia algún otro punto, después se mide los ángulos y las distancias a lo largo de una línea de puntos de levantamiento.

Una poligonal es una sucesión encadenada de radiaciones, donde se debe obtener como resultado final las coordenadas de los puntos de la estación, las cuales cumplirán ciertas condiciones como por ejemplo; ser visibles entre sí, estar relacionadas a través de acimut y distancias además de cumplir el objetivo de la poligonal para la cual fue diseñada.

Si la poligonal regresa a su punto de partida se le llama poligonal cerrada, cuando esto último no sucede se dice que la poligonal es abierta. Desde que se dispone de equipos electrónicos para la medición de distancias la precisión de los levantamientos por poligonación ha aumentado significativamente; con las medidas angulares puede calcularse la dirección de cada lado de la poligonal y con las medidas de longitud de las líneas se podrá calcular la posición geográfica de cada uno de los puntos de la poligonal.

El control horizontal por medio de poligonales con propósitos geodésicos también necesita de observaciones astronómicas para el control de los azimuts; las poligonales establecidas según estas normas deben comenzar y cerrarse sobre estaciones fundamentales existentes y que han sido determinadas por métodos de; GPS, triangulación o poligonación.

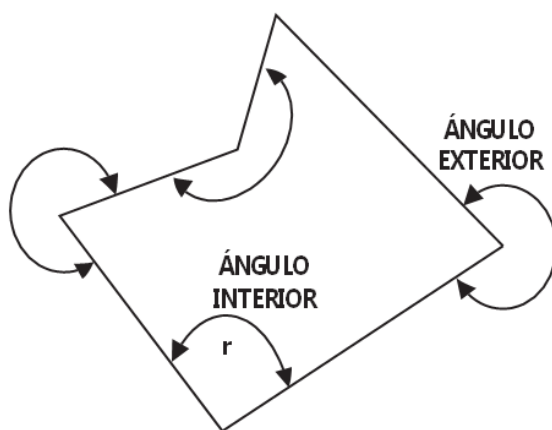


Figura 9.- Poligonal cerrada

7. CLASIFICACIÓN DE CONTROL GEODÉSICO HORIZONTAL

No es posible que todas las redes de control tengan la precisión más alta. A los diferentes niveles de precisión se los conoce como "orden" de un punto, éstos a su vez se subdividen por "clases". Por ende, a los valores de referencia de un punto (de una red) se le asigna un orden (y clase) basado en el estándar de clasificación apropiado.

Las normas de clasificación de las redes de control se basan en la precisión. Esto significa que cuando los puntos de control en una medición en particular se clasifican, están certificados por tener valores de referencia de conformidad con todos los demás puntos de la red y no sólo dentro de esa medición en particular.

Teniendo en cuenta este criterio, utilizado por el Servicio Geodésico Nacional de Estados Unidos (NGS), las redes pueden clasificarse del siguiente modo:

Tabla 1.- Clasificación de levantamientos geodésicos de control horizontal

CLASIFICACIÓN DE LOS LEVANTAMIENTOS GEODÉSICOS		
ORDEN	CLASE	EXACTITUD RELATIVA
AA	Única	1:100.000.000
A	Única	1:10.000.000
B	Única	1:1.000.000
C		
PRIMERO	Única	1:100.000
SEGUNDO	I	1:50.000
	II	1:20.000
TERCERO	I	1:10.000
	II	1:5.000

7.1. ORDEN AA

Los levantamientos geodésicos para posicionamiento horizontal, que se encuentren dentro de este orden, están dirigidos a realizar estudios sobre deformación regional y global de la corteza terrestre, refiriéndose a un sistema de referencia cuasi-inercial (Sistema de Referencia que considera una aceleración lineal), que determina efectos geodinámicos que requiere una exactitud de una parte en 100 000 000. Por ejemplo la Red Continental SIRGAS.

7.2. ORDEN A

Este orden es aplicado para establecer el sistema geodésico básico nacional basado en un sistema de referencia único de la región, así como también estudios de deformación local de la corteza terrestre y cualquier estudio que requiera de una exactitud de una parte en 10 000 000.

7.3. ORDEN B

Los levantamientos de orden B se destinarán a la densificación del sistema geodésico de referencia nacional, para trabajos de ingeniería de alta precisión, así como también para la geodinámica. Los trabajos que se hagan dentro de esta clasificación deberán integrarse a la red geodésica básica partiendo mínimo de dos (2) puntos de primer orden, dando como resultado una exactitud de 1 parte por millón (ppm).



7.4. ORDEN C, Primero

Los levantamientos geodésicos horizontales que se hagan dentro de este orden deberán destinarse al establecimiento de control primario en áreas metropolitanas, al apoyo para el desarrollo de proyectos importantes de ingeniería, con fines de investigación científica, y en general a cualquier trabajo que requiera una exactitud no menor a 1:100,000, y debiéndose ligar a la red geodésica básica o a su densificación.

7.5. ORDEN C, Segundo clase I

Dentro de este orden encontramos los levantamientos horizontales para la densificación de puntos de apoyo para levantamientos aerofotogramétricos, en el desarrollo de fraccionamientos y levantamientos detallados en zonas de alto desarrollo y valor del suelo, en el levantamiento y trazo de límites administrativos y en general para todo proyecto que requiera de una exactitud no menor a 1:50 000, como por ejemplo la densificación de puntos estereoscópicos.

7.6. ORDEN C, Segundo clase II

Se aplica en áreas que no tienen un alto índice de desarrollo y donde no se prevea planifique ningún adelanto a corto plazo, en levantamientos para apoyo cartográfico y fotogramétrico, en el establecimiento del control geodésico horizontal a lo largo de la costa, ríos navegables, vías de comunicación importantes, parcelamientos, zonas de alta valoración del suelo, en construcciones y en cualquier proyecto que requiera de una exactitud no menor que una parte en 20 000.

7.7. ORDEN C, Tercero clase I y II

Se deberá destinar al control geodésico horizontal de áreas de valor medio a bajo del suelo, a proyectos locales de desarrollo, levantamientos topográficos e hidrográficos, densificación de los levantamientos de segundo orden, a proyectos de ingeniería en levantamientos de áreas rurales y, en general, para todo tipo de trabajo que requiera exactitudes de una o dos partes en 10,000, según las necesidades (Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática, 1988).

Existen, además, criterios complementarios, que permiten clasificar las redes geodésicas en función del fin para el que fueron desarrolladas. Esto permite que para cada región haya clasificaciones diferentes. En nuestro país, las clasificaciones más utilizadas son las siguientes:

A. Clasificación según sus coordenadas

- **Redes planimétricas**, cuyo fin es establecer coordenadas latitud y longitud o (x, y) según sea necesario.
- **Redes altimétricas**, cuyo fin es establecer la coordenada altura sobre la superficie del geoide. Estas redes de nivelación de alta precisión son totalmente



independientes de las anteriores, tanto en su ubicación como en sus métodos de observación.

- **Redes tridimensionales**, donde las coordenadas planimétricas y altimétricas se determinan de manera conjunta.

B. Clasificación según su densificación

- **Redes de Orden 0:** se utilizan para controlar la estructura principal de un país o una zona de gran extensión. Abarcan miles de kilómetros y los puntos se encuentran separados por más de 100 km.
- **Redes de Primer Orden:** constituyen la principal estructura geodésica de una zona de gran extensión. Abarcan centenares de kilómetros. Los puntos se encuentran separados entre 25 km y 100 km.
- **Redes de Segundo Orden:** constituyen una densificación de las redes primarias, con distancias medias entre lados de 15 a 20 km. Abarcan decenas y hasta centenas de kilómetros según sea necesario.
- **Redes de Tercer Orden:** están conformadas por una densificación de las redes secundarias. La distancia entre vértices varía entre 5 y 10 km.
- **Redes de Cuarto y Quinto Orden:** constituyen densificaciones sucesivas de las redes anteriores. Las distancias entre los vértices varían entre los 100 metros y 5 km.

C. Clasificación según Precisión

- **Categoría A:** precisión sub-centimétrica. El radio de tolerancia es inferior a ± 1 cm. El máximo error admitido en las mediciones es de ± 5 mm.
- **Categoría B:** precisión centimétrica. El radio de tolerancia establecido ronda valores entre ± 1 cm y ± 10 cm. El máximo error admitido en las mediciones varía entre ± 5 mm y ± 5 cm.
- **Categoría C:** precisión sub-métrica. El radio de tolerancia alcanza valores entre ± 10 cm y 1 metro. El máximo error admitido en las mediciones varía entre ± 5 cm y ± 50 cm.
- **Categoría D:** precisión métrica. El radio de tolerancia alcanza valores entre ± 1 m y ± 10 . El máximo error admitido en las mediciones varía entre ± 50 cm y ± 5 m.
- **Categoría E:** precisiones mayores a 10 metros. El radio de tolerancia alcanza valores entre ± 10 m hasta los 100 metros o más.

Los criterios de clasificación se combinan unos con otros y permiten esbozar de una forma rápida algunas características generales de cada red. Por ejemplo, existen redes tridimensionales de primer orden y de categoría A.

Al conocer la clasificación de la red, se podrá determinar cuál debe ser el instrumental que se debe utilizar en su medición, qué método de medición debe utilizarse y bajo qué condicionantes se procederá al procesamiento de las observaciones, a fin de alcanzar los resultados especificados.



8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA EL CONTROL HORIZONTAL.

Para cumplir con los requerimientos y especificaciones del proyecto y obtener las exactitudes determinadas para cada orden es necesario definir, en la etapa de diseño, el intervalo de observación, el intervalo de tiempo de recepción de cada registro de la señal y el método específico de posicionamiento.

Debemos considerar algunos aspectos en forma general para disponer de información satelital de buenas características;

- Antes de plantar el equipo en el punto a observar, se debe identificar los obstáculos o problemas que se determinaron en la etapa de reconocimiento.
- Para obtener una adecuada recepción de la señal emitida por los satélites el ángulo de elevación sobre el horizonte no debe ser mayor a 15°.
- El número mínimo de satélites conectados debe ser de 4, es decir, que para cada sesión de observación se planificará previamente para horas en las que el PDOP sea inferior a 4, determinándose horas comunes de recepción.
- En lo posible hay que evitar la instalación de la antena en lugares donde pueda existir obstrucción o rebote de las señales electromagnéticas de los satélites, tales como construcciones, árboles, calles, vehículos, etc.
- La antena deberá instalarse sobre un monumento que tenga adaptación para la misma, y cuando se requiera elevarle se deberá hacer con un dispositivo que la mantenga perfectamente vertical sobre la marca de estación.
- Se deberán evitar levantamientos en áreas en donde se produzcan transmisiones radiales, radares de frecuencia media, estaciones de microondas, antenas de transmisión de alta potencia, transformadores de alta tensión, sitios en que se produzca una alta interferencia causada por los sistemas de ignición vehicular y líneas de conducción eléctrica de alto voltaje.
- Las anotaciones de campo deberán ser conservados cuidadosamente, ya que representan un documento de información primaria.
- Con propósitos de clasificación, los vértices del enlace deben ser de por lo menos un orden mayor o igual de la estación que se está determinando, aun cuando la exactitud relativa del vector o vectores, indique que su clasificación puede ser de mejor calidad. (Farjas, 2004)

8.1. Trabajo de campo

Swanston, (2006, p.160) define a la planificación como: “las acciones, decisiones y disposiciones anticipadas, que tienen como objeto fijar los modos cómo ejecutar la labor topográfica para garantizar la construcción de un mensaje geoespacial veraz (fiel y confiable)...bajo un régimen de alta eficiencia técnica y económica.”



Con este enunciado y realizada la planificación para la ejecución del trabajo procede realizar actividades de campo, para lo cual es necesario considerar lo siguiente:

8.1.1. Colocar el equipo en la estación con tiempo suficiente para realizar la configuración antes de la hora de iniciación de las observaciones. La configuración incluye la identificación de la estación, el intervalo de registro, el ángulo de elevación mínimo y la verificación de memoria disponible para la observación.

8.1.2. Las observaciones se harán durante el tiempo y en los períodos que se especifiquen para cada caso, evitando las medidas en condiciones ambientales extremas y en todo caso no más allá de los límites de operación especificados por el fabricante de los instrumentos.

8.1.3. Plantado el equipo en la estación se debe prestar atención a lo siguiente:

- Correcto centrado de la antena sobre el punto a determinar, considerando que el eje vertical de la antena sea perpendicular al centro geométrico de la placa empotrada en cada uno de los mojones.
- Correcta orientación de la antena hacia el norte magnético.
- Medición y registro preciso de la altura de la antena.

8.1.4. Se registra los datos meteorológicos (temperatura, humedad relativa y presión atmosférica) cada hora de observación. Si hubiere una estación meteorológica próxima, sus datos son importantes para generar un modelo de corrección troposférico.

8.1.5. En cada estación y en cada sesión se registrará toda la información tales como; serie de equipo, horas de inicio y fin de sesión, altura de antena. Se registra los problemas presentados durante la observación.

8.1.6. Se debe efectuar diariamente una doble descarga de los datos y su grabación en discos separados, así como un cálculo preliminar, con efemérides rápidas, de cada vector para detectar cualquier falla.

8.1.7. Después de una jornada de medición o de un conjunto de mediciones que conforman una unidad componente de una red, es conveniente llevar a cabo los siguientes controles:

- Verificación de la duración efectiva de las sesiones, del PDOP y de la cantidad de satélites disponibles durante la medición.
- Revisión de los valores estadísticos de la precisión de cada vector.
- Cálculo del valor partes por millón (ppm) a partir de los sigmas y de la longitud del vector.
- Análisis de los residuos de cálculo.
- Cierre de figuras (triángulos y polígonos) mediante la suma de las componentes cartesianas del vector. Hay que tomar en cuenta que los errores de cierre deben ser calculados con datos independientes.

8.1.8. Concluida la medición de una red, es conveniente verificar la coherencia con los puntos de orden superior mediante la suma de los componentes ortogonales en



varios itinerarios o, si es posible, mediante ajustes preliminares con todos o algunos condicionamientos, comparando los resultados. Si alguna estación de referencia fundamental presentara diferencias anómalas, se investigarán posibles perturbaciones en su marcación, uso o estado, como así también cualquier posibilidad de confusión. Si la incongruencia no se aclarase, se tendrá que repetir la medición antes de regresar a gabinete.

8.2. Trabajo de gabinete

Concluido el trabajo de campo y una vez verificada la obtención de los datos se procederá al siguiente paso que es el procesamiento de datos final y la obtención de la documentación técnica que respalde el trabajo ejecutado.

- a) Concluida la etapa anterior deberá iniciarse en forma inmediata, la corrección diferencial, procedimiento informático con el cual se determina la posición de los vértices medidos al interior de las áreas trabajada, a partir de las diferencias de ubicación con respecto a la estación base.
- b) Al concluir la corrección diferencial se verificará que el error estándar en la posición de los puntos esté dentro de los parámetros de precisión requeridos, los puntos que no cumplan esta condición, deberán ser observados y corregidos nuevamente hasta lograr la precisión requerida.
- c) En general los datos de una marca de receptores no pueden ser leídos por los programas de cálculo de otra. Esto ha llevado al establecimiento de normas comunes para todas las marcas y tipos de observaciones conocidas como formato de intercambio de datos independiente de los receptores RINEX. Esto permitirá que los datos que observa este receptor puedan ser compatibilizados con otros equipos, transferidos a otros usuarios o ser calculados con programas científicos que se basan en el formato RINEX.
- d) En general los receptores GPS producen archivos de dimensiones importantes cuya designación, para el buen funcionamiento de los programas de cálculo, debe responder a ciertas normas. Una atención particular debe brindarse a esta codificación para evitar que algún archivo pueda ser destruido y para mantener una clara correspondencia entre el nombre de los puntos que se desea georreferenciar y el nombre del archivo en el que están contenidos los datos.
- e) Los receptores GPS poseen en general una memoria interna que les permite conservar temporalmente una cierta cantidad de información. Cualquiera que fuera el tamaño de esta memoria, ella siempre será limitada, por lo tanto es fundamental establecer claramente el parámetro de tiempo o cantidad de mediciones que deben cumplirse para sacar un respaldo de la información y mantener libre el almacenamiento interno del receptor. Los programas de descarga de datos deben formar parte del software que acompaña a los equipos.



8.3. Instrumentos a utilizar

Los equipos que se utilizarán dependerá de la calidad o precisión del levantamiento que se desee obtener; según sea el caso equipos GNSS doble frecuencia o monofrecuencia.

- a) Los instrumentos que se empleen deberán cumplir con los requisitos generales indicados según el tipo de levantamiento y el grado de exactitud requerido. La tecnología utilizada para levantamientos geodésicos horizontales, serán los GPS, de una o doble frecuencia, por ejemplo Equipos Trimble R10, R8, R6, R3, 5700 o EMC R9, equipos Ashtec, entre otros.
- b) Todo instrumento, al iniciar y al finalizar las mediciones deberá ser verificado y ajustado para garantizar que no se han modificado las relaciones geométricas entre los diversos componentes y las condiciones de operación durante el período de medición. Para esto se deberán observar los lineamientos especificados al respecto en el manual del fabricante. Además se deberá llevar un mantenimiento periódico de los instrumentos de acuerdo con lo especificado por el fabricante, el cual deberá ser estrictamente observado, llevando un registro permanente de dicho mantenimiento.
- c) Se recomienda la utilización de receptores GPS, de marca reconocida con una o dos frecuencias, según el caso y código P si fuera necesario. Además de utilizar, para el procesamiento de los datos, el software propio de cada equipo.

Las características de la red horizontal (precisión, costo, distancia entre puntos) y la técnica de observación seleccionada para llevar adelante las mediciones condicionarán la elección de los equipos.

Por ejemplo, si las distancias entre estaciones rondan entre los 20 y 25 km, pueden utilizarse receptores de simple frecuencia. Para distancias mayores, debido al efecto de la ionósfera, es necesario utilizar equipos doble frecuencia. Asimismo, si las sesiones de medición son de larga duración, se debe asegurar que la autonomía de los equipos, tanto en memoria disponible como en la duración de sus baterías, sea suficiente. El tener en cuenta las características de la red y las posibles limitaciones del instrumental, permitirá elaborar un cronograma de observaciones eficaz en función del equipo que cubra las necesidades cuantitativas y técnicas del proyecto.

Es importante, además, verificar que los software que se utilizarán para la descarga, el post- proceso, ajuste, edición, etc. sean compatibles con los equipos seleccionados.

8.4. Información básica para el cálculo de coordenadas

Observaciones GPS propiamente dichas: Comprenden mediciones de pseudo distancias, fases, doppler, en una o dos frecuencias, con longitud de onda completa

o semi longitud de onda, según el tipo de receptor en uso. Estos datos no son almacenados por todos los receptores.

Posiciones satelitales: Conocidas como efemérides (mayor precisión), brindan los elementos que permiten el cálculo de la posición del satélite en el instante de la emisión de la señal. Esta información es almacenada por la mayoría de los receptores. También puede ser obtenida de algunos centros científicos internacionales como el IGS (International GPS Geodynamics Service) en la forma de efemérides precisas.

8.5. Longitud de los lados

La información que a continuación se presenta, muestra las longitudes de las distancias de los lados triangulados permisibles en los levantamientos geodésicos tradicionales, que dependerán de la escala del levantamiento

Tabla 2.- Longitud de los lados

LONGITUD DE LOS LADOS		
ESCALA	LONGITUD MAYOR (m)	LONGITUD MENOR (m)
1:500	2.000	500
1:1.000	3.000	1.000
1:2.000	3.000	1.000
1:5.000	5.000	2.000
1:10.000	7.000	3.000
>1:25.000	20.000	10.000

8.6. Bases para el procesamiento

Si se cuenta con una red en la zona que servirá de referencia, o de orden superior, la nueva red o densificación deberá tener un mínimo de tres puntos comunes, convenientemente seleccionados en cuanto a su ubicación, siendo la mejor disposición cuando se encuentran situadas en la periferia de la zona del proyecto. En general es conveniente ocupar un número de puntos comunes mayor que el mínimo señalado, a fin de asegurar la correcta vinculación y consistencia de la red. En el caso de existir estaciones activas pertenecientes a la REGME deben ser usadas como puntos de control.

Teniendo en cuenta estas premisas, se procede a la elección de posibles sitios de emplazamiento de la red, teniendo en cuenta algunos criterios adicionales tales como, el fácil acceso a los mismos, evitar obstrucciones en el horizonte (edificios, grandes árboles, etc.), evitar interferencias (redes de alta tensión o de telefonía),



evitar superficies reflectoras, etc. Es necesario que se evalúe la accesibilidad de los puntos que componen la red, ya que es un factor determinante al planear la logística de la campaña de medición y para los futuros usuarios de la red.

Si existiese la necesidad de ubicar un punto en alguna zona donde hubiese obstrucciones importantes, deben realizarse los arreglos para reducir los efectos provocados por estas obstrucciones, ya sea eliminando las mismas (por ejemplo, podando un árbol), y si esto no fuese posible, realizando, mediante el uso del software, un planeamiento de la sesión futura de medición tomando todas las precauciones correspondientes. Es conveniente, asimismo, que en caso de localizarse mojones de otros proyectos o redes cuya ubicación reúna las características establecidas, éstos sean utilizados a fin de evitar la proliferación de marcas que confundan a los usuarios.

Otro aspecto a tener en cuenta son los requerimientos logísticos, esto es el vehículo de acceso que debe ser utilizado, tiempo y modo de acceso, equipo especial o procedimientos (lluvia, nieve, alimentación eléctrica, comunicación, etc.)

8.6.1. Selección de la Técnica de Observación

El conocer la precisión de la red permitirá determinar la técnica de observación y seleccionar los receptores a utilizar.

La siguiente tabla 3 muestra los tiempos de observación aproximados para diferentes longitudes de líneas base, trabajando con un sensor de doble frecuencia en latitudes medias y bajo las condiciones ionosféricas que prevalecen actualmente.

Tabla 3.- tiempos de observación aproximados.

Método de observación	Número de satélites GDOP $\leq$ 8	Longitud de Línea Base	Tiempo de Observación aprox	
			De día	De noche
Estático Rápido	4 o más	Hasta 5 km	5 a 10 min	5 min
	4 o más	5 a 10 km	10 a 20 min	5 a 10 min
Estático	5 o más	10 a 15 km	20 min o más	5 a 20 min
	4 o más	15 a 30 km	1 a 2 horas	1 hora
	4 o más	Más de 30 km	2 a 3 horas	2 horas

Fuente: (Mariano & Hernán, 2012)

La ocupación simultánea de un mínimo de tres estaciones, mediante el método estático, es la práctica más recomendada; conectando cada estación de la red de monitoreo continuo (mínimo dos) para asegurar la precisión de la red y disponer de un número suficiente de observaciones redundantes. Otra condición, congruente con esta y tendiente al mismo fin, es la ocupación repetida de cada estación en sesiones independientes y la medición de bases comunes entre

sesiones consecutivas. A fin de resolver este problema es necesario que se elabore un programa detallado de las observaciones. Por otro lado, la aplicación de este método implica mucha precisión en la obtención de las coordenadas, pero la producción en función del tiempo de campaña es reducida, lo cual conlleva un alto costo operativo.

La utilización del método estático rápido es más económica sin embargo cuenta con limitaciones técnicas importantes ya que precisan entornos libres de obstáculos y está limitado a distancias cortas.

8.7. Tiempo de rastreo de acuerdo a la línea base.

Se definirán estaciones base con procedimientos satelitales y equipos GNSS de doble frecuencia, realizando correcciones diferenciales entre los puntos determinados.

El tiempo de observación de cada sesión dependerá de la distancia entre el nuevo punto y las estaciones base.

Tabla 4.- Tabla para calcular el tiempo de medición de observación GPS

Tiempo de Observación GPS			
Distancia / km	Minutos	Horas	Minutos
10	50	0	50
20	70	1	10
30	90	1	30
40	110	1	50
50	130	2	10
60	150	2	30
70	170	2	50
80	190	3	10
90	210	3	30
100	230	3	50
120	270	4	30
140	310	5	10
160	350	5	50
180	390	6	30
200	430	7	10

Fuente.- Empresa LIDAR, Service Internacional Inc.

Fórmula para calcular el tiempo de observación:

$$\text{Tiempo de rastreo} = 30 \text{ min} + (2 \text{ min} * \text{la distancia de la Línea Base en km})$$

Cada sesión de observación se planificará previamente para horas en las que el PDOP ≤ 4 , determinándose horas comunes de recepción.

9. APOYO FOTOGRAMÉTRICO

9.1. INTRODUCCIÓN

Un punto de control o también llamado de apoyo fotogramétrico, es un punto en tierra del cual se conoce su posición respecto a un sistema de referencia que se puede utilizar como guía (Cruz, 2008). Para la elaboración de cartografía por medio de fotogrametría es necesario el apoyo terrestre, ya que con este se define las características geométricas del terreno con respecto a las dimensiones de la fotografías. Para esto es necesario un trabajo en gabinete y otro en campo con equipos de alta precisión con el fin de determinar la posición de puntos de terreno cuyo homologo se encuentra en las imágenes (Vite, 2005). Pérez, 2001, menciona que para un mayor control en la corrección plani-altimétrica de las imágenes, es necesario establecer 5 puntos de apoyo distribuidos en las esquinas y uno en el centro (Ver Imagen N°1), con la finalidad de obtener una mejor precisión.

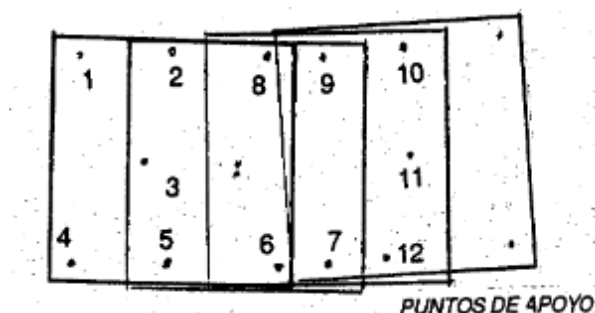


Imagen N°1: Distribución de puntos de apoyo en un modelo estereoscópico

Fuente: Lerma, 2002

Según Vite, 2005 Las siguientes son las etapas a seguir para la planificación y ejecución de puntos de apoyo utilizando GPS:

9.1.1. Planificación en Gabinete

Para una correcta planificación se recomienda identificar a detalle las zonas de interés, por medio de estereoscópica de fotografías para determinar la topografía del terreno y vías de acceso para la toma de los puntos (Vite, 2005). Para la selección de los mismos se debe procurar que estos sean claramente identificables en la fotografía así como una correcta distribución de los mismo en esquinas de amarres del par estereoscópico (Lerma, 2002).

9.1.2. Identificación en terreno de los puntos planificados

Para esta etapa en campo es necesario recurrir a material y equipo como: fotografías del área de interés, GPS, estaciones totales, foto índice, etc. Para poder llegar a lo planificado en gabinete. Vite, 2005 dice que “El objetivo de esta fase es la visualización y reconocimiento del terreno para buscar los lugares marcados en las fotografías e ir identificando los lugares más apropiados para fijar los puntos o estaciones tanto en el terreno como en las fotografías.”

Se procura que los puntos identificados tanto en el terreno como en la fotografía sean reconocidos fácilmente por los operadores en restitución; para esto se puede considerar Cruces de veredas, Esquinas de cercas; rocas aisladas y otros objetos que sean perfectamente visibles (Ver imagen N°2) (Vite, 2005).

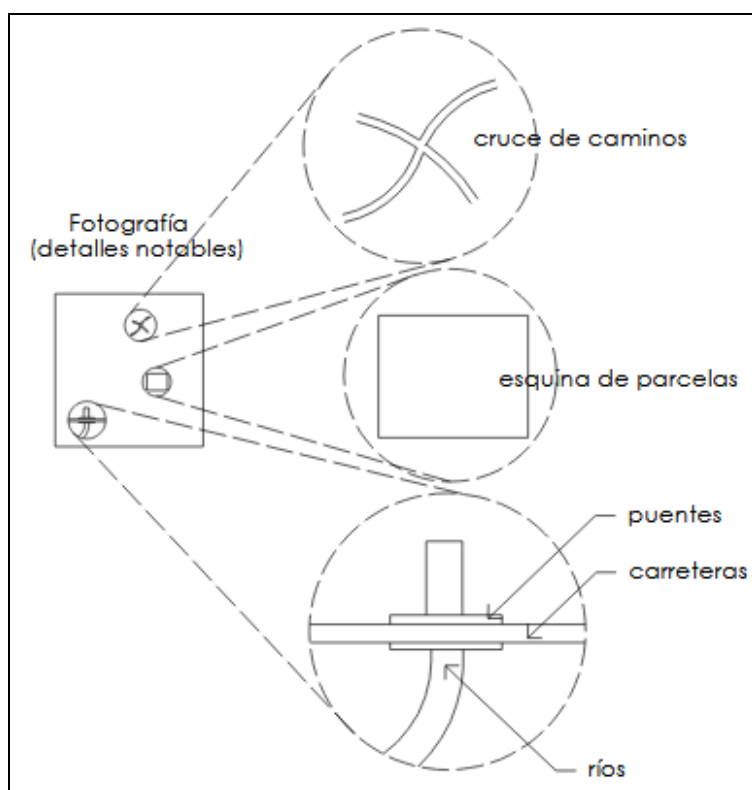


Imagen N°2: Objetos considerados en campo para apoyo fotogramétrico

Fuente: vite, 2005

9.2. PROCEDIMIENTO DE APOYO FOTOGRAMETRICO REALIZADO EN EL PROCESO DE GEODESIA

A continuación se detallan los pasos seguidos por el personal técnico del proceso de Geodesia para la toma de puntos de control aéreo, los mismos que se detallan a continuación:

9.2.1. Entrega de insumos:

- El insumo base para poder realizar la planificación, es de la ortografía rectificadora, la cual es entregada por parte del Dep. Fotografía Aérea.

9.2.2. Planificación en gabinete:

- Se realizará el ploteo de los diferentes puntos seleccionados por parte del departamento de Fotografía Aérea en carta topográfica digital y en el papel.
- Revisar la accesibilidad a todos los puntos y planificar una ruta de acceso para cada uno de los puntos planificados punto (Rosado, 2014).
- Previamente a la salida, se debe realizar un listado del instrumental que será usado en la comisión, así mismo garantizar el correcto funcionamiento del mismo.

9.2.3. Reconocimiento, posicionamiento y pinchado de puntos de control:

- Realizar el reconocimiento del punto en un sitio que sea identificable tanto en el terreno como su homólogo en la foto (Rosado, 2014), como se puede observar en la imagen N° 3 y 4 respectivamente. Cabe recalcar que este punto además de ser foto identificable no debe poseer obstrucciones al momento de la toma de datos para asegurar la integridad de la información.



Imagen N°3: Punto de apoyo fotogramétrico tomado en campo, previamente planificado.

Fuente: Archivo Fotográfico, Proceso de Geodesia

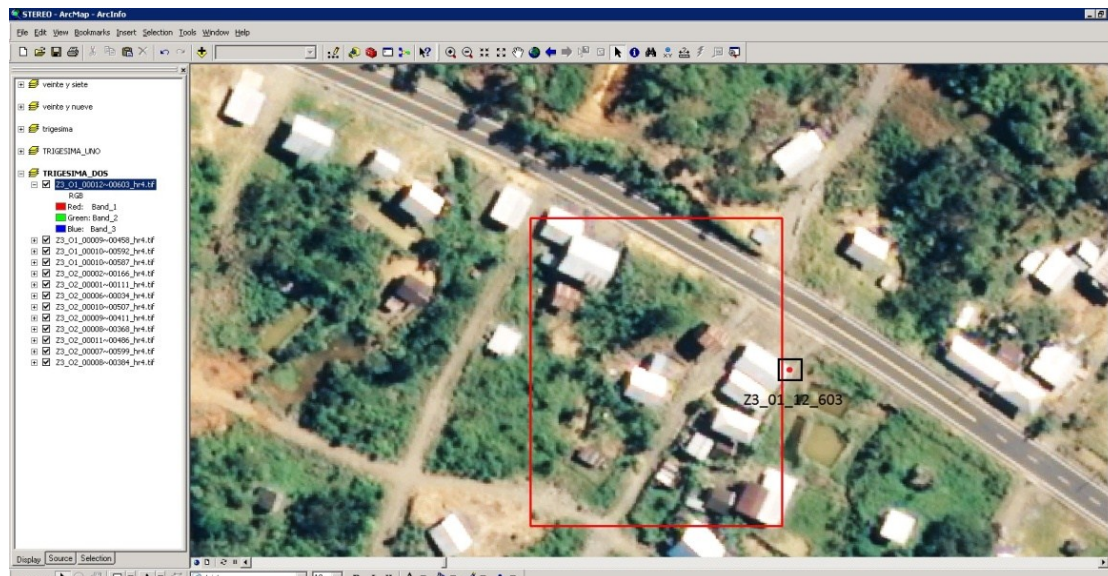


Imagen N°4: Punto de apoyo fotogramétrico elegido en gabinete, previamente planificado y seleccionado por parte del departamento de Fotografía Aérea.

Fuente: Archivo Fotográfico, Proceso de Geodesia

- Posicionar el GPS en el vértice con mejor visibilidad en la fotografía aérea (Rosado, 2014), teniendo muy en cuenta las consideraciones impartidas por el del Jefe del Dep. de Aerotriangulación.
- Tomar la altura tanto de la antena GPS, como del piso al detalle del techo, si este fuese el caso.
- El tiempo de recepción GPS será directamente proporcional al tiempo y la distancia que exista del punto a la base o a su vez del requerimiento del proyecto que sea necesario.
- Para comprobar que el punto posee las características de toma antes mencionadas y para facilitar al operador de aerotriangulación la identificación del punto en la orotofoto, es necesario tomar fotografías panorámicas del punto ubicado, mínimo tres y de diferentes ángulos, con su respectivo croquis elaborado en el mismo instante de la recepción GPS, como se indica en las imágenes N° 5 y 6.



Imagen N°5: Fotografías panorámicas de Punto de apoyo fotogramétrico tomado en campo.

Fuente: Archivo Fotográfico, Proceso de Geodesia

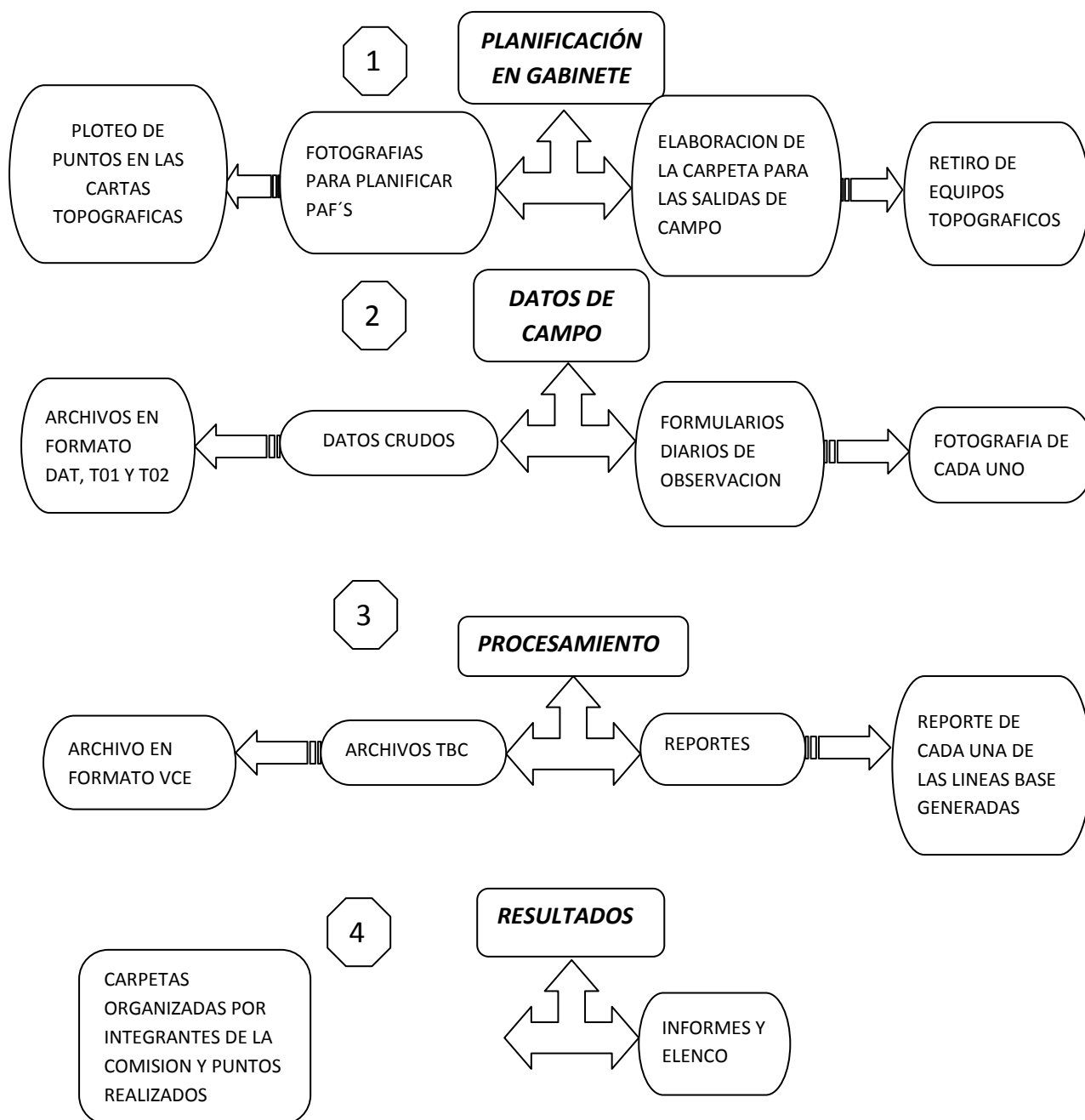


Imagen N°6: Croquis del a ubicación del punto de apoyo fotogramétrico
Elaborado a mano

Fuente: Archivo Fotográfico, Proceso de Geodesia

- Para garantizar la confianza de los puntos, se deberá descargar los datos la noche del mismo día de trabajo, de esa manera se podrá verificar si los puntos se encuentran dentro de la tolerancia esperada, caso contrario se deberá repetir la toma de información al día siguiente.

A continuación se detalla un flujograma de la metodología realizada en campo por el proceso de Geodesia para la obtención de puntos de apoyo fotogramétrico.



Elaborado por: Geom. José L. Sarzoza P.



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las **Fuerzas**
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

GEODESIA

Manual de Especificaciones Técnicas

Levantamientos Geodésicos **Control Vertical**



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar



CONTROL VERTICAL

PRECEPTOS TEÓRICOS PARA EL CONTROL VERTICAL

De forma análoga a la estructura geodésica necesaria para realizar el Control Horizontal, la componente vertical también requiere de la definición de un Sistema de Referencia y su correspondiente materialización para la determinación de alturas. Los Sistemas de Referencia Verticales Locales (SVRLs) o clásicos, en general referidos a una referencia local (i.e. Nivel Medio del Mar), presentan discrepancias entre si que pueden alcanzar el orden métrico. Estas discrepancias dificultan o impiden la realización de trabajos para los cuales se requiere el conocimiento de la componente vertical a nivel regional o global. Además, es importante señalar que mayoritariamente estos SVRLs no consideran los efectos del campo de gravedad terrestre y consecuentemente las alturas a ellos asociadas carecen de características físicas.

La Asociación Internacional de Geodesia (*International Association of Geodesy - IAG*), establece los lineamientos para la unificación de los SVRL y la definición de un Sistema Vertical de Referencia Global (SVRG) denominado *International Height Reference System* (IHRs) y su correspondiente materialización *International Height Reference Frame* (IHRF).

En las siguientes secciones se detalla los principales fundamentos teóricos y normas establecidos por la IAG para la definición y materialización del IHRs.

INTERNATIONAL HEIGHT REFERENCE SYSTEM (IHRs)

En julio del año 2015, durante la Asamblea General de la IUGG, la IAG publicó la resolución para la definición del IHRs. Según la resolución, la definición del IHRs es dada en términos de parámetros de geopotencial, siendo las coordenadas verticales números geopotenciales referidos a una superficie equipotencial del campo de gravedad terrestre realizada por un valor convencional global W_0 , los métodos utilizados para el cálculo de W_0 son detallados en Sánchez et al., (2016). El establecimiento del IHRs atiende los requerimientos del GGOS, que según sus términos de referencia debe: (1) apoyar una precisa (al nivel centimétrico) combinación de altitudes físicas y geométricas a escala global; (2) permitir la unificación de los DVLs existentes, y; (3) garantizar coordenadas verticales con consistencia global (la misma exactitud en todo lugar) y estabilidad de largo periodo (la misma orden de exactitud en todo instante) (Sánchez y Sideris, 2017).

El IHRs permitirá la unificación de los SVRL y como consecuencia el monitoreo con consistencia global de fenómenos planetarios como el cambio climático, elevación del nivel del mar, variaciones (relacionadas con cambios globales) en la componente vertical de la superficie terrestre y del campo de gravedad, entre otros aspectos relevantes. Considerando que las altitudes elipsoidales no son



plenamente adecuadas para el estudio de fenómenos relacionados con el campo de gravedad terrestre, las altitudes físicas del IHRS (referidas a una superficie de nivel global), pueden ser utilizadas en varias aplicaciones del ámbito científico y práctico, como, por ejemplo: control y prevención de inundaciones, análisis de circulación oceánica, investigaciones en regiones costeras, etc. (Ihde *et al.*, 2015). Se destaca que series temporales de altitudes elipsóidicas son ampliamente empleadas actualmente para el modelamiento de variaciones temporales y análisis de fenómenos cíclicos y seculares en posiciones verticales.

El establecimiento del IHRF presupone el conocimiento de las discrepancias presentes entre los DVLs en relación a una superficie de referencia global. Estas discrepancias, conforme ya se ha referido, pueden implicar en TNMM de hasta ± 2 m (Heck y Rummel, 1990). La TNMM es causada por variaciones en la presión atmosférica (efecto del barómetro inverso), y por la Topografía Dinámica del Océano (TDO) relacionada con la circulación oceánica (Tapley, B.; KIM, 2001) que implican en efectos permanentes configurados por el equilibrio geostrófico. Cada DVL está referido a una superficie equipotencial particular (W_{oi}) asociada al NMM en el mareógrafo en una determinada época. W_{oi} , en general, no coincide con una superficie equipotencial global W_o (Bosch, 2002).

El IHRS, al contrario de los SVRNs o locales, dispone de una referencia única (definida en función del campo de la gravedad terrestre) para la determinación de altitudes físicas. La materialización del IHRS y la consideración de los aspectos implícitos GGRF implican en la modernización de los SVRNs de forma que permiten la determinación y combinación precisa de altitudes elipsoidales y de carácter geométrico, relativos al elipsoide de referencia, y las físicas obtenidas a partir de los números geopotenciales y referidos al geoide o cuasi geoide (IAG, 2016).

La determinación de altitudes físicas en el contexto de un IHRS presupone la definición de una superficie de referencia y cálculo de desniveles en función del geopotencial. Esta determinación necesita de la combinación de la componente física asociada al geopotencial y de la componente geométrica asociada al modelo elipsoidal de la Geodesia. El GGOS de la IAG busca la integración global de estas dos componentes. El IAG propone la geometría, rotación y el campo de gravedad terrestre como los tres pilares fundamentales de la Geodesia; por lo tanto, el principal objetivo del GGOS es implementar un Sistema Global que sea capaz de determinar y monitorear las variables geométricas y físicas vinculadas a estos tres componentes fundamentales (Plag y Pearlman, 2009).

Las coordenadas de un polo localizado en la superficie de la Tierra son dadas por: (1) valores de geopotencial $W(X)$ (y sus cambios en el tiempo $dW(X)/dt$) definidos dentro del campo de gravedad de la Tierra, (2) coordenadas cartesianas X (y sus



cambios en el tiempo dx/dt) referidas al ITRS. Para propósitos prácticos, los valores de geopotencial pueden ser transformados en números geopotenciales C_P y las coordenadas geocéntricas en altitudes elipsoidales h (Ihde *et al.*, 2017).

Componente geométrica del IHRS

La realización de la componente geométrica del IHRS tiene relación con el ITRS/ITRF, como se menciona en la sección anterior. Un elipsoide de nivel convencional es usado como superficie de referencia ($U_0 = \text{constante}$) y como coordenadas las altitudes elipsoidales (h) referidas al ITRS/ITRF.

Un SGR establece los parámetros que definen el modelo de la Tierra Normal, los parámetros elipsoidales (constante gravitacional geocéntrica GM , el semieje mayor a , el factor dinámico de forma J_2 y la velocidad angular media de rotación de la Tierra ω) son actualizados cuando nuevas y más exactas observaciones y modelos están disponibles.

En 1967, la IUGG, la IAG y la *International Astronomical Union* (IAU) resuelven adoptar como SGR el *Geodetic Reference System 1980* (GRS80) (Moritz, 1980) sustituyendo el *GRS67* (adoptado en 1967 en la Asamblea General de la IUGG en Luzern). Las convenciones 2010 del *International Earth Rotation and Reference Systems Service* (IERS) de la IAG, proporcionan una lista de estándares numéricos y parámetros asociados y recomienda el uso del GRS80 para transformación de coordenadas (coordenadas cartesianas ITRF a coordenadas elipsoidales ITRF) (Gérard e Luzum, 2010). El GRS80 también es utilizado ampliamente en las proyecciones cartográficas, cálculo de anomalías gravimétricas y cálculo de altitudes normales.

Los parámetros de las convenciones del IERS del año 2010 representan actualmente los mejor estimados, estos parámetros para el elipsoide de nivel no han cambiado desde 2003. La TABLA 1 contiene los parámetros para el GRS80 y los parámetros de las convenciones 2010 del IERS (Ihde *et al.*, 2017).

TABLA 1 - PARÁMETROS ELIPSOIDALES

Parámetros del elipsoide	GRS80	Convenciones del IERS 2010
a (m)	6378137	6378136,6 ** $\pm$ 0,1
J_2	108263×10^{-8} *	$108263,59 \times 10^{-8}$ **
GM ($\text{m}^3 \text{s}^{-2}$)	3986005	$3986004,418 \pm 0,008$
U_0 / W_0 ($\text{m}^2 \text{s}^{-2}$)	62636860,850	$62636856,0 \pm 0,5$
Ω_e (ms^{-2})	9,7803267715	
$\omega \Omega \text{rad s}^{-1} \Omega$	7292115×10^{-11}	
* Valor em <i>tide-free</i>	** Valor em <i>zero-tide</i>	

FUENTE: Ihde *et al.* (2017)



Componente física del IHRS

La componente física del IHRS tiene que considerar una superficie de referencia física para la definición de altitudes. Las diferencias de nivel son establecidas en forma de números geopotenciales que pueden ser convencionalmente transformados en altitudes ortométricas o altitudes normales, según la superficie de referencia utilizada: geoide o cuasi geoide, respectivamente (De Freitas, 2015). Según Sánchez y Sideris (2017), la red de referencia del IHRS debe incluir estaciones GGOS, mareógrafos nacionales relacionados con valores de geopotencial y puntos del ITRF. Cada estación IHRF debe tener conexión con el ITRF, preferencialmente con estaciones de monitoreo continuo. Para que no sea necesario el uso de hipótesis en las realizaciones del IHRS, el potencial anómalo debe ser determinado con base en el PVCG según la teoría de Molodensky en cada estación IHRF.

Convenciones para la definición y realización del IHRS

Las convenciones para la definición del IHRS son (IAG, 2015):

El nivel vertical de referencia es definido como una superficie equipotencial del campo de gravedad terrestre con valor de geopotencial W_0 .

Parámetros, observaciones y datos deben estar referidos al sistema *mean tide (mean crust)*.

La unidad de medida es el metro y la unidad de tiempo es el segundo (SI).

La coordenada vertical de un punto P conocida como número geopotencial es definido como la diferencia del geopotencial del punto (W_P) y el geopotencial de referencia (W_0).

La referencia espacial de la posición P para el potencial (W_P), está referida a las coordenadas ITRF.

El valor de geopotencial del nivel de referencia vertical para el IHRS es: $W_0 = 62\,636\,853,4 \text{ m}^2\text{s}^{-2}$.

INTERNATIONAL HEIGHT REFERENCE FRAME (IHRF)

La realización de la componente física del IHRS debe ser efectuada en términos de valores de geopotencial y estar libre de hipótesis y ambigüedades. Las coordenadas del IHRF son los números geopotenciales, de tal manera que la transformación de los números geopotenciales en altitudes físicas y la vinculación geométrica de la superficie de referencia deber ser materia de la realización y no de la definición. Esto es importante para desvincular de geoides locales esta nueva realización. Para la realización de la componente física, es necesario la adopción de



W_0 , determinación de valores locales de W_{0i} , y la determinación de sus diferencias que se traducen en la forma (Ihde, Sánchez y Sideris, 2010):

$$\delta W = W_0 - W_{0i} \quad (1)$$

Esta discrepancia es calculada mediante comparación del valor de W_0 definido por la IAG y el geopotencial en el punto *datum* (W_0^i), siendo que el W_0^i es calculado en función de los datos gravimétricos y valores normales vinculados al GRS80. Geométricamente W_0^i guarda una diferencia de potencial relativamente a W_0 . La distancia geométrica entre las respectivas superficies equipotenciales en el punto considerado es obtenida dividiendo la diferencia del potencial por el valor de la gravedad normal para la latitud del punto considerado.

Convenciones para la realización del IHRS

Según describe Ihde et al., (2017), el IHRS será realizado mediante la combinación de una red global de estaciones, un MGG y un conjunto de parámetros. El establecimiento del IHRF obedece a las siguientes convenciones:

El geopotencial de referencia W_0 , es determinado mediante el cálculo de mejores estimativas. El procedimiento seguido para la determinación de W_0 debe ser documentado para que pueda ser replicado.

Un elemento fundamental del IHRF es un MGG. Según Rummel et al., (2014), la exactitud media esperada utilizando MGGs de alta resolución (e.g. EGM2008 (Pavlis *et al.*, 2012), o EIGEN-6C4 (Förste *et al.*, 2014) para la estimación de cantidades del geopotencial, es de aproximadamente ± 40 a $\pm 60 \text{ cm}^2\text{s}^{-2}$ (± 4 a $\pm 6 \text{ cm}$) en regiones con una densa y homogénea distribución de información gravimétrica *in situ*, y de aproximadamente ± 200 a $\pm 400 \text{ cm}^2\text{s}^{-2}$ (± 20 a $\pm 40 \text{ cm}$), con casos extremos de $\pm 10 \text{ m}^2\text{s}^{-2}$ ($\pm 1 \text{ m}$), en regiones con distribución dispersa de datos gravimétricos. La confiabilidad de los MGGs con grado de expansión en armónicos esféricos superior a 300 decrece drásticamente en regiones con escasa densidad de información gravimétrica. Adicionalmente, la aplicación de diferentes patrones, convenciones y procedimientos para la estimación de los coeficientes armónicos, hacen que existan grandes discrepancias en las cantidades del geopotencial derivadas de diferentes MGGs. En este contexto, y visando una aproximación homogénea del campo de gravedad terrestre para la realización del IHRS, es recomendable la elección de un MGG solamente satelital, complementando con información oriunda de la altimetría por satélite, gravimetría aerotransportada, gravimetría terrestre y gravimetría oceánica.

La discrepancia ($-\Delta W_P$) en relación al valor convencional W_0 debe ser conocida para una red de estaciones geodésicas.



La red de referencia de la realización del IHRF debe seguir la misma jerarquía de la red de referencia del ITRF, i.e., una red global con densificaciones regionales y nacionales.

La red IHRF debe ser colocada con: mareógrafos (DVLs), puntos nodales de las redes de nivelación, referencias de nivel de conexión entre redes de nivelación referidas a diferentes DVLs, estaciones de referencia geométricas (ITRF y densificaciones), observaciones geodésicas fundamentales (conexión entre W_0 , Tiempo Atómico Internacional (TAI) y gravimetría absoluta).

Las estaciones del IHRF, referidas en las convenciones para la materialización del IHRF, tienen que cumplir con las siguientes condiciones fundamentales:

Estar continuamente monitoreadas para detectar deformaciones de la red de referencia.

Estar referidas al ITRS/ITRF para conocer de forma exacta sus coordenadas geométricas.

Estar conectadas por nivelación con el DVL para conocer con exactitud sus números geopotenciales.

El geopotencial (W_P) debe ser estimado en las estaciones ITRF con una exactitud de $1 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \text{ s}^{-2}$ mediante la combinación de un MGG con densificaciones gravimétricas *in situ*.

Es necesario que la información utilizada sea estandarizada (sistema de marea, época de referencia, campo de gravedad de referencia para la solución del PVCG). La homogeneización de los referenciales será tratada en las próximas secciones.

DATUM Y SISTEMA GRAVIMÉTRICO DE REFERENCIA

Un *datum* gravimétrico es establecido mediante una red de estaciones fundamentales o de referencia establecidas por instrumentos calificados dentro de la precisión requerida, calibrados e intercomparados en una misma base. Este concepto está vigente en la actualidad substituyendo el concepto clásico del punto *datum*. El *datum* gravimétrico internacional es fundamental para la determinación del campo de gravedad terrestre y sus variaciones, y por lo tanto, materializado mediante una red gravimétrica de precisión con sus estaciones distribuidas en el planeta (Lu, Qu y Qiao, 2014). *Data* gravimétricos internacionales clásicos son ejemplificados por el Sistema Gravimétrico de Viena (SGV) de 1900, el Sistema Gravimétrico Potsdam (SGP) de 1909, el *International Gravity Standardization Net*



de 1971 (IGSN71), y el *International Absolute Gravity Base Network* 1987 (IAGBM), estos dos últimos aún están en uso y en fase de sustitución por el *Global Absolute Gravity Reference System* (GAGRS) establecido por la Resolución 2/2015 da IAG (*Establishment of a global absolute gravity reference system*) (Drewes *et al.*, 2016). El SGV fue adoptado en la conferencia de la IAG en París en el año de 1900, considerando como *datum* el valor gravimétrico determinado en el Observatorio de Viena (Austria) en 1884 mediante observaciones de gravimetría absoluta realizadas con péndulo reversible y alcanzando una precisión de $\pm 10 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$ en la determinación gravimétrica (Lu, Qu y Qiao, 2014).

En 1909 el SGP fue introducido por la IAG para sustituir al SGV y estaba basado en observaciones pendulares realizadas en el Instituto Geodésico de Potsdam, con una precisión estimada $\pm 3 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$ en la determinación gravimétrica. Casi todos los países adoptaron el *datum* gravimétrico de Potsdam el cual fue utilizado por 60 años, mientras tanto, nuevas observaciones gravimétricas absolutas y relativas realizadas desde 1930 revelaron que el valor gravimétrico de Potsdam tiene un error sistemático de $12 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$ a $16 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$, (Torge e Müller, 2012). Fue en este contexto, que en 1967 la IAG decidió aumentar al SGP una corrección de $-14 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$. Este valor utilizado para corregir el error sistemático del *datum* Potsdam fue confirmado mediante una nueva determinación de gravedad absoluta en el origen del Potsdam con una precisión de $\pm 0,3 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$. El resultado de esta observación poseía una discrepancia de $\pm 13,9 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$ con relación a la determinación gravimétrica original (Lu, Qu y Qiao, 2014).

En la 15ª Asamblea General de la IUGG en Moscú en el año 1971, fue tomada la resolución de sustituir el SGP por el IGSN71, que ya estaba basado en una red gravimétrica de referencia, recomendado por la IUGG (Morelli *et al.*, 1974), siendo este el nuevo *datum* gravimétrico internacional. El IGSN71 está compuesto por una red de 1854 estaciones gravimétricas (de las cuales aproximadamente 500 son estaciones primarias), determinadas por el ajuste de 10 observaciones de gravedad absoluta y 25000 observaciones de gravedad relativa, alcanzando una precisión en la determinación gravimétrica de $\pm 0,1 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-2}$ (Torge e Müller, 2012).

Las observaciones gravimétricas referidas al IGSN71 incluyen una corrección conocida como el término de Honkasalo, este término remueve la media de las fuerzas de marea y está considerado inapropiado porque cuando se utilizan registros gravimétricos afectados por esta corrección (en procesos como el cálculo del geoide), se obtiene resultados erróneos (Heikkinen, 1979). La IAG recomienda remover el término de Honkasalo (Δg_H) de los registros gravimétricos referidos al IGSN71 (Uotila, 1980) de acuerdo con la ecuación (2).



$$\Delta g_H = 0,0371(1 - 3\text{sen}^2 \varphi) \text{mGal} \quad (2)$$

Donde φ es la latitud de la estación gravimétrica.

Aunque la IGSN71 sea reconocida como el *datum* gravimétrico internacional, muchos países han implementado sus redes gravimétricas fundamentales sin referirse a las observaciones del *datum* global IGSN71.

Considerando que la exactitud de las observaciones gravimétricas ha mejorado considerablemente desde el establecimiento del IGSN71, que actualmente la precisión requerida para el estudio de cambios en el campo de gravedad terrestre está en el orden de algunos μGal ($1 \mu\text{Gal} = 10^{-8} \text{ms}^{-2}$, y considerando que las observaciones de los gravímetros absolutos contienen errores sistemáticos, es fundamental que los diferentes *data* gravimétricos absolutos existentes sean unificados (Lu, Qu y Qiao, 2014).

El establecimiento del IAGBM como nuevo *datum* gravimétrico (en sustitución del IGSN71) fue discutido en la 18ª Asamblea General de la IUGG en 1983. La necesidad de implementar un nuevo sistema gravimétrico de referencia surgió en vista de las mejoras conseguidas en la precisión de las observaciones gravimétricas y teniendo como principal objetivo el monitoreo de las variaciones temporales de la gravedad con una precisión esperada de $\pm 0,01 \times 10^{-5} \text{ms}^{-2}$. Durante la 19ª Asamblea General de la IUGG (Vancouver, 1987), fue propuesto el inicio del establecimiento del IAGBM, aunque casi todas las estaciones han sido observadas una o más veces, algunos inconvenientes impidieron la implementación total del programa (Lu, Qu y Qiao, 2014).

La exactitud del IGSN71 es dos o tres órdenes inferior a la exactitud actual de las mediciones gravimétricas absolutas y sus subproductos (JIANG et al., 2012), sin embargo, el IGSN71 es utilizado aún como Sistema Gravimétrico de Referencia Internacional (SGRI). La resolución para apoyar la implementación de una nueva red gravimétrica de referencia, de acuerdo con los actuales niveles de exactitud de las mediciones gravimétricas, fue formulada por la IAG durante la Asamblea General de la IUGG en 2015 (DREWES et al., 2016). Esta resolución propone la implementación de un sistema de referencia gravimétrico global, para lo cual establece como actividades futuras la determinación de estándares, convenciones y procedimientos para definir y realizar un nuevo sistema gravimétrico de referencia (Ihde et al., 2017).

Según Drewes, et al. (2016), la resolución para la implementación del *Global Absolute Gravity Reference System* (GAGRS) fue establecida considerando que el estudio de las variaciones temporales del campo de gravedad es uno de los



elementos clave para el entendimiento de los cambios globales; que la exactitud de los gravímetros absolutos han mejorado significativamente; que las observaciones de gravimetría absoluta son una herramienta fundamental para el monitoreo de deformaciones de la corteza y transporte de masas; que nuevos principios de observación e instrumentos como interferómetros de átomo frío y relojes ultra precisos están en etapa de preparación y prueba; que observaciones gravimétricas modernas deben estar basadas en las convenciones métricas internacionales; que comparaciones internacionales de gravímetros absolutos con el auspicio del *International Committee for Weights and Measures* (CIPM), definen la mejor realización metrológica; y que las observaciones gravimétricas absolutas son archivadas y distribuidas en escala global conforme las normas internacionales por el BGI junto con la *Federal Agency for Cartography and Geodesy* (BKG) y con el auspicio de la IAG.

La resolución de la IAG también señala:

- Que la IGSN71 no cumple con los requerimientos y exactitud de una referencia gravimétrica moderna y debe ser sustituida por un moderno sistema gravimétrico absoluto global.
- Que la exactitud en las observaciones gravimétricas ha mejorado hasta el nivel de pocos μGal .
- Que solamente con un sistema gravimétrico de referencia mejorado, las variaciones de la gravedad dependientes del tiempo pueden ser determinadas con alta confiabilidad.
- Que el uso de normas (estándares) consistentes y convenciones es necesario para la comparación de observaciones geométricas y gravimétricas en la estructura del GGOS.

Y establece:

- Adoptar como la base metrológica para gravimetría absoluta el Documento Estratégico: *Strategy for Metrology in Absolute Gravimetry, Role of CCM and IAG*; elaborado por la IAG y el *Consultative Committee for Mass and related quantities* (CCM) (Marti et al., 2015).
- Iniciar un grupo de trabajo para compilar normas para la definición de un sistema de referencia gravimétrico geodésico basado en comparaciones internacionales de gravímetros absolutos.
- Establecer una red de referencia gravimétrica con estaciones de referencia distribuidas globalmente y vinculadas a la comparación internacional de gravímetros absolutos.
- Vincular las estaciones de referencia gravimétricos al ITRS mediante colocación con técnicas geodésicas espaciales.
- Iniciar la sustitución del IGSN71 y de las últimas estaciones por el nuevo GAGRS.

SUPERFICIES DE NIVEL

Las superficies de nivel o equipotenciales, definidas por todos aquellos puntos con igual geopotencial $W(x, y, z) = \text{constante}$, junto con las líneas de campo (o de plomada), representan geoméricamente el campo de la gravedad (Torge e Müller, 2012). Se define como vertical de un punto en una superficie de nivel a la línea perpendicular a dicha superficie y determinada por la dirección del vector de gravedad en el punto. La dirección vertical puede ser expresada vectorialmente por $\vec{n} = -\vec{g}/|\vec{g}|$.

Una superficie equipotencial es aquella que atiende la condición dada por la ecuación (3):

$$dW = \text{grad}W \cdot d\vec{x} = \vec{g} \cdot d\vec{x} = 0 \quad (3)$$

La ecuación (22) presenta en notación vectorial el producto escalar del vector gravedad y el vector $d\vec{x}$ a lo largo de la superficie equipotencial, para que la condición de la Ecuación 14 sea atendida, los vectores $\vec{g}$ e $d\vec{x}$, tienen que ser ortogonales (Hofmann-Wellenhof e Moritz, 2006).

Las superficies equipotenciales del campo de gravedad terrestre constituyen una referencia natural para la determinación de altitudes físicas. Según Gemael (2012), las superficies equipotenciales del campo de gravedad son denominadas de geopes, y el geope fundamental es el geoide ($W=W_0=\text{constante}$). El geoide, como superficie equipotencial fundamental fue propuesta por C.F. Gauss y Listing como “la figura matemática de la Tierra” con potencial W_0 que mejor se ajusta en el sentido de los mínimos cuadrados al Nivel Medio del Mar (NMM) según la ecuación (4) (Heck, 2004):

$$\int_S (W - W_0)^2 ds = \min \quad (4)$$

En la cual S representa la superficie del NMM, y ds cada elemento de la superficie con potencial W . El geoide es considerado como la superficie fundamental de la Geodesia Física (Hofmann-Wellenhof e Moritz, 2006).

El NMM no es una superficie equipotencial. Varios factores como variaciones de temperatura, variaciones de presión, salinidad, vientos, corrientes, rotación terrestre, etc., influyen los océanos. Por lo tanto, el NMM determinado en diferentes mareógrafos, varía dependiendo de sus condiciones particulares. La separación entre el NMM y una superficie equipotencial escogida como el Nivel del Mar Patrón (NMP) y que puede ser asociado al definido por Gauss-Listing, es conocido como TNMM y presenta valores de 1-2 m en escala global (Lu, Qu e Qiao, 2014b).



Conforme lo explicado por Sansò y Sideris (2013), el geoide puede ser definido en función de un valor convencional para W_0 y posteriormente se debería encontrar un punto sobre la superficie equipotencial arbitrada, o también definido en primer lugar el punto y después determinado el valor de W para este punto.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN A LA NIVELACIÓN GEODÉSICA

El objetivo principal de la nivelación geodésica es establecer un sistema de control vertical de precisión que se pueda usar convenientemente para proporcionar elevaciones precisas en grandes extensiones de terreno, para uso en los varios estudios geográficos y científicos, y para suministrar marcas de cota fija como base para nivelación de precisión inferior usada en la confección de mapas topográficos.

En el establecimiento de las redes de control vertical, el plano de referencia básica es el nivel medio del mar. El nivel medio del mar se establece por observaciones continuas durante varios años en estaciones mareográficas.

Para tener éxito al establecer control vertical de alta precisión en grandes extensiones de terreno, es esencial llevar a cabo el trabajo de campo con instrumentos de la más alta precisión, siguiendo métodos y sistemas de trabajo ya establecidos con el fin de disminuir la posibilidad de errores accidentales y de eliminar, en cuanto sea posible, los efectos acumulativos de los errores sistemáticos.

En el establecimiento de control vertical geodésico se utiliza una forma refinada de sistema de nivelación designada como nivelación referencial.

El proceso básico de la nivelación diferencial de equaltímetro se lleva a cabo en la forma siguiente:

Una mira, graduada en metros de abajo hacia arriba, se coloca en posición vertical sobre una marca de cota fija, o punto de elevación conocida o supuesta. La situación vertical de la mira se obtiene por medio de una burbuja circular que se encuentra detrás de esta. El instrumento está colocado a una distancia conveniente de la mira en la dirección de progreso. Después de nivelar el instrumento cuidadosamente, y apuntar y enfocar el telescopio sobre la mira, la línea visual horizontal del aparato, determinada por el hilo central del telescopio, atraviesa la mira colocada sobre la marca a una distancia arriba del punto cero de la mira. Esta distancia se puede determinar por una lectura sobre la mira en el punto donde se proyecta el hilo central. Por supuesto, esta lectura se hace con la línea visual del aparato perfectamente horizontal, dando por resultado una medida de la cantidad en metros por la cual la línea visual del aparato excede la elevación de la marca de

cota fija; dicha medida se suma a la elevación de la marca para obtener la elevación del eje del instrumento.

Luego, si la misma mira u otra mira, se coloca en posición vertical a una distancia adelante del instrumento aproximadamente igual a la distancia entre el instrumento y la mira en la marca de cota fija, y se toma otra lectura horizontal sobre esta mira adelante, esta lectura será una medida de la cantidad en metros por la cual el punto donde se colocó la mira es más bajo que la línea visual horizontal del instrumento y si se resta esta lectura de visual adelante de la elevación del instrumento, se obtiene la elevación del punto donde se colocó la mira para la segunda lectura.

EJEMPLOS:

Si se conoce la elevación de un punto “A”, digamos que sea 235.152, (Véase figura 1), y se desea conocer la elevación de “B”, se coloca un nivel entre los dos puntos y las miras en los puntos “A” y “B” de tal manera que estén perfectamente verticales y el instrumento perfectamente nivelado; las miras deben estar de tal manera que el cero de su graduación coincida con los puntos “A” y “B”. Si al hacer la lectura sobre la mira “A” se lee 1.155, quiere decir que el centro óptico del instrumento se encuentra a esa altura con respecto al punto “A” o sea $235.152 + 1.155 = 236.307$. Conociendo la altura del instrumento se lee la mira “B” y se obtiene 1.832, lo que significa el punto “B” se encuentra a esa distancia más bajo que el centro óptico del instrumento, o sea: $236.307 - 1.832 = 234.475$. Conociendo la altura del punto “B” se procede en forma similar para obtener la altura del punto “C” y así sucesivamente hasta el punto cuya elevación nos interesa. (Ver figura 2).

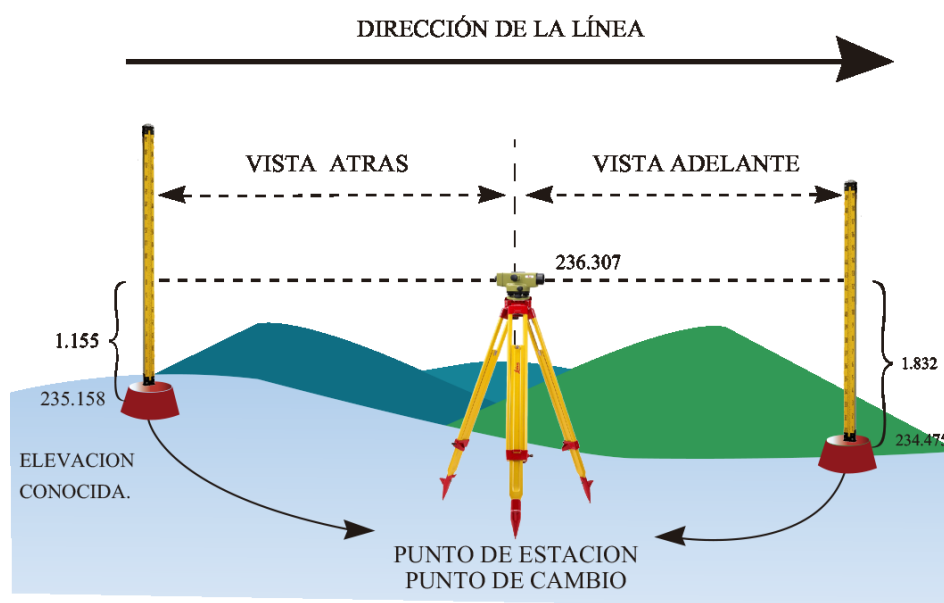


Figura 1.

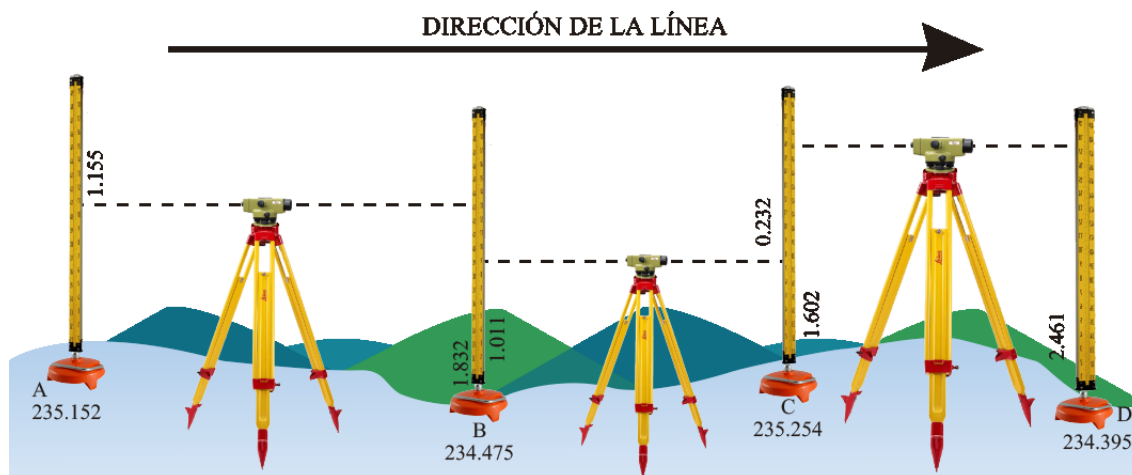


Figura 2.

A lo largo de estas líneas de nivelación se dejan unos discos de bronce u otro metal que se llaman MARCAS DE COTA FIJA, cuya elevación ha sido obtenida por el procedimiento explicado, y que sirven de elevaciones de partida para trabajos adicionales que requieren una elevación precisa.

Si el punto donde se coloca la mira no es una marca de cota fija, se le llama punto de cambio. Este punto de cambio se convierte en un punto de elevación conocida. Si el instrumento se coloca de nuevo más adelante del punto de cambio, y se repite la operación de lectura de miras, el segundo punto de cambio se convertirá en otro punto de elevación conocida, y servirá como base para la tercera colocación de instrumento.

Se repite esta operación hasta llegar a otra marca de cota fija, y se completa una nivelación entre las dos marcas de cota fija.

Normalmente, en la nivelación geodésica se requiere una renivelación entre las dos marcas en sentido opuesto, y esta renivelación debe comprobarse dentro de los límites establecidos.

Puesto que los puntos de cambio y elevaciones del instrumento son temporáneos, no existe interés alguno en conocer la elevaciones, pero si hacemos un total de todas las visuales atrás y un total de todas las visuales adelante, y restamos la suma de las visuales adelante de la suma de las visuales atrás, obtendremos la diferencia de elevación observada por la brigada de campo entre las dos marcas de cota fija localizadas en los extremos de la sección.

En la nivelación geodésica, no se lee solamente un hilo del instrumento, sino tres. En virtud de que los tres hilos del aparato fueron contruidos de tal modo que las dos separaciones entre los hilos son iguales, un promedio de las tres lecturas dará



un valor más preciso para la lectura del hilo central que una sola lectura del hilo central. También las dos separaciones sumadas, proporcionan al observador una medida de la distancia horizontal entre el instrumento y la mira observada.

La nivelación geodésica utiliza otros varios refinamientos sobre la nivelación corriente. Todas las modificaciones empleadas en la nivelación geodésica sirven para disminuir la posibilidad de errores accidentales y eliminar los errores sistemáticos acumulativos.

Los circuitos de la nivelación geodésica sirven de referencia para el establecimiento de control fotogramétrico por medio de puntos estereoscópicos, con el fin de suministrar elevaciones para el ajuste de las nivelaciones trigonométricas efectuadas en la triangulación, y para elevaciones necesarias en los cálculos de las anomalías gravimétricas, estudios de movimientos de la corteza terrestre y varios otros usos científicos. Además, sirven como referencia básica para el control vertical necesario en el desarrollo industrial de un país.



CAPÍTULO 2

NIVELACIÓN GEODÉSICA

I. ESPECIFICACIONES

1. NIVELACIÓN DE PRIMER ORDEN.- la nivelación de primer orden debe usarse en el desarrollo de todas las redes principales de nivelación dentro del país y en el enlace con marcas de cota fija en todas las estaciones mareográficas.

Se hará todo lo posible para que las líneas se establezcan de modo que ningún sitio dentro del país quede a más de 80 kilómetros de una marca de cota fija establecida por métodos de nivelación de primer orden.

Todas las líneas de nivelación se deben dividir en secciones de un kilómetro y medio (1.5 km) de longitud, aproximadamente. Cada sección se nivelara en dirección delantera y trasera. Ambas nivelaciones deben hacerse independientemente, y ambas deberán concordar dentro de un límite de $4 \text{ mm } \sqrt{k}$, siendo "K" la longitud de la sección en kilómetros. Si esta concordancia no se obtiene, la nivelación debe repetirse hasta que haya dos nivelaciones en direcciones opuestas que estén dentro de estos límites.

Cuando una sección de la línea de nivelación se nivele más de una vez en dirección delantera y trasera, los resultados de cualquier medida se rechazarán si la diferencia en elevación difiere por más de $\pm 6.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ de los promedios aritméticos de todas las diferencias observadas. No habrá rechazos de resultados comprobados de diferencias de elevación que difieran por menos de $\pm 6.0 \text{ mm } \sqrt{k}$, a menos de que haya una buena razón para sospechar la existencia de un error en alguna observación. En este caso, las causas de rechazo deben anotarse con claridad en la libreta de campo y en los resúmenes. REPETIMOS: siempre deben hacerse dos observaciones en direcciones opuestas y bajo diferentes condiciones atmosféricas que concuerden o estén dentro de los límites de $4.0 \text{ mm } \sqrt{K}$, aunque se haya hecho varias nivelaciones en la sección.

En todas las secciones de nivelación de primer orden cuyas longitudes sean de 0.50 km o menores y consistan de más de una armada de instrumento, una divergencia de $\pm 2.8 \text{ mm}$ o menor será considerada como una comprobación adecuada, no obstante los límites dados anteriormente para la nivelación de primer orden.

En secciones muy cortas de solo una estación de instrumento, las discrepancias entre las nivelaciones delanteras y traseras no deben exceder de $\pm 1.0 \text{ mm}$, y deben tener un promedio de $\pm 0.6 \text{ mm}$ o menos.



2. NIVELACIÓN DE SEGUNDO ORDEN.- la nivelación de segundo orden debe usarse para la subdivisión de circuitos de la nivelación de primer orden. El espacio ideal entre las líneas de la nivelación de segundo orden es aquel en que no haya un sitio dentro de la región que este a más de 20 kilómetros de distancia de una marca de cota fija de primer o segundo orden. En todos los casos es imprescindible que se usen métodos y equipo de primer orden en nivelación de segundo orden. La única diferencia es la discrepancia permisible, y se permite nivelar líneas de segundo orden en una sola dirección cuando comiencen y terminen en marcas de cota fija previamente establecidas mediante nivelación de orden mayor.

Los recorridos dobles de nivelación de segundo orden deberán concordar dentro de un límite de $\pm 8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$, siendo "K" la longitud de la sección en kilómetros. Si esta concordancia no se obtiene, la nivelación debe repetirse hasta obtener dos nivelaciones en direcciones opuestas que estén dentro de los límites mencionados.

Los circuitos cerrados de segundo orden, cuando se hayan nivelado únicamente en una dirección, deben cerrarse dentro del límite de $\pm 8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$ (siendo K la circunferencia del circuito en kilómetros).

En nivelación de segundo orden, si se hace más de una recorrida delantera y trasera en una sección, se rechaza cualquier medida que de un resultado que difiera más de $\pm 9.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ del promedio aritmético de todas las diferencias de elevación observadas. No se hará rechazo alguno por un resultado que difiera por menos de $\pm 9.0 \text{ mm } \sqrt{K}$, a menos que haya una buena razón para sospechar la existencia de un error en esa medida particular. En tal caso, las razones del rechazo deben anotarse claramente en la libreta de campo y en los abstractos.

3. NIVELACIÓN DE TERCER ORDEN.- la nivelación de tercer orden se usará en subdivisiones de los circuitos de primer y segundo orden en regiones donde se necesite control vertical y se considere suficiente la nivelación de tercer orden.

Por lo general las líneas de nivelación de tercer orden no se deben extender a más de 50 kilómetros de las líneas de orden más alto. Estas líneas pueden nivelarse en una sola dirección cuando sean circuitos que cierren en líneas de igual o mayor orden. Las comprobaciones de cierre no deben exceder de $\pm 12.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ (siendo K la longitud del circuito en kilómetros).

II. INSTRUCCIONES GENERALES PARA NIVELACIÓN GEODÉSICA.

1. MÉTODOS

a. En general una línea de nivelación debe comenzar y terminar en marcas de cota fija previamente establecidas. La elevación de una marca previamente establecida en el comienzo, el final, o en cualquier punto de la nueva línea debe verificarse (véase la sección sobre enlaces).



- b.** Cuando una línea de primer orden no concuerde con la diferencia original de elevación dentro de $\pm 4.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ entre dos marcas viejas de primer orden (donde K representa la distancia en kilómetros entre las marcas de cota fija, medida a lo largo de la ruta de nivelación), esto indicara el movimiento de por lo menos una de las marcas.
- c.** Cuando la nueva nivelación no concuerde con la diferencia original observada entre dos marcas de cota fija de segundo orden (o entre una marca de cota fija de primer orden y una marca de cota fija de segundo orden) dentro del límite de $\pm 8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$ (donde K representa la distancia en kilómetros entre las marcas de cota fija, medida a lo largo de la ruta de nivelación), esto indicara el movimiento de por lo menos una de las marcas.
- d.** Al principio o final de una línea de nivelación, y en cualquier punto de unión con nivelación establecida, se efectuaran enlaces usándose nivelación del mismo orden de precisión que la nivelación establecida. Al efectuar los enlaces con las líneas viejas en las cuales las marcas de cota fija se encuentran ampliamente separadas, o donde se hayan destruido varias marcas, es una buena práctica obtener verificaciones en ambas direcciones, desde el punto de unión de la línea nueva y la vieja. Esto permite obtener una conexión más precisa entre el trabajo viejo y el nuevo.
- e.** Dos marcas de cota fija ubicadas en la misma estructura, o tan próximas entre sí que ambas puedan ser efectuadas por un mismo disturbio, no deben considerarse como comprobación adecuada para comenzar o finalizar una línea, ni para efectuar un enlace en un punto de unión, aunque la nueva diferencia observada concuerde con la diferencia vieja observada dentro de la tolerancia permisible.
- f.** Todas las líneas de nivelación de primer orden deben nivelarse independientemente tanto en dirección delantera como trasera. La nivelación de segundo orden se efectuara solo en una dirección cuando las líneas sean de 40 kilómetros o menos de largo, deben nivelarse independientemente en dirección tanto delantera como trasera.
- g.** La medición trasera en cualquier sección de una línea debe efectuarse bajo condiciones atmosféricas diferentes a las medidas delanteras. Se recomienda de modo especial efectuar la medida trasera por la tarde, cuando las medidas delanteras se hayan efectuado por la mañana y viceversa. El observador debe obtener la mayor diferencia posible entre las condiciones atmosféricas de las medidas delanteras y las traseras sin ocasionar por ello retardo excesivo en el trabajo.
- h.** Los espacios entre marcas de cota fija permanentes de una línea de nivelación debe dividirse en secciones mediante establecimiento de marcas de cota



fija temporáneas solo cuando las marcas de cota fija permanentes tengan una milla o más de separación entre sí. No debe establecerse ninguna marca de cota fija temporánea que resulte en una sección menor de 0.5 km de longitud, excepto de cuando se trate de puntos de comprobación, cuando la marca temporánea se establezca para formar la base de una línea ramal de nivelación, o cuando el trabajo efectuado a lo largo de una ruta tenga un grado de 10 % o más.

- i. El instrumento se protegerá contra los rayos solares directos.
- j. Debe hacerse conexión con todas las marcas de cota fija estables de otras oficinas, que se encuentren a lo largo de la ruta. Debe tenerse en mente que cada vez que se haga una conexión con el trabajo de otra oficina, la nivelación de dicha oficina podrá colocarse sobre un plano de nivel medio del mar.
- k. A la hora del almuerzo, al finalizar las labores cotidianas o cuando por cualquier otra razón se interrumpa la nivelación por un periodo considerable de tiempo, se tomara y anotara la lectura de la temperatura al grado centígrado más cercano, tal como aparezca en los termómetros de las miras. Si se interrumpe la nivelación de una sección se tomara y se anotara la lectura de la temperatura cuando se interrumpa y cuando se reanude dicha nivelación.
- l. Por lo menos una vez al mes durante el progreso de la nivelación, debe hacerse una prueba de ajuste en las burbujas de plomada de las miras. En la anotación debe incorporarse una explicación indicando la forma en que se efectuó la prueba, el error encontrado y si se hizo o no ajuste alguno. (Consúltese el Capítulo 2, Párrafo IV-3). Con la burbuja de la mira de nivelación sostenida en el centro, debe determinarse la desviación de la cara y la orilla de la mira de la vertical. Si la desviación de la vertical en el frente o el lado de la mira excede de 10 milímetros en una mira de 3 metros de largo, la burbuja de plomada debe ajustarse. Además de las pruebas periódicas citadas arriba, debe hacerse la prueba cuando la mira haya sido golpeada severamente o haya sufrido algún accidente que posiblemente haya desajustado la burbuja de la plomada. Con el fin de efectuar niveles precisos es necesario que las miras estén en buenas condiciones. La condición de las miras será comprobado a intervalos frecuentes. Además de la condición general de la mira, los detalles específicos que deben revisarse son las condiciones de las marcas en las fajas invar y de las cifras que marcan metro y decímetros, la rectitud de la mira para determinar que no esté torcida, que la faja mira este bajo la tensión adecuada y este libre para moverse en la ranura, y que el pie de la mira este plano y firme. (bajo ninguna condición deben apretarse las guías de metal que sostienen la faja invar en su ranura, ocasionando presión contra la invar). Estas comprobaciones son además de las comprobaciones para la plomada. La planicie del pie de apoyo puede revisarse colocando una regla recta a través de la parte inferior y anotando si toca o no todos los puntos. Si hay alguna indicación de desgaste la mira no será usada en nivelaciones precisas. Ninguna mira que esté



torcida será usada en trabajos de primer o segundo orden si la torcedura es de 3/8 de pulgada o más. La torcedura puede revisarse estirando un pedazo de cuerda y midiendo con una regla. Los números en las miras se revisaran al recibirse las miras.

m. Se establecerá un punto de comprobación cuando la nivelación en dirección delante de la línea, sea interrumpida por cualquier razón de cualquier índole, y se recuperara antes de proceder con la nivelación. Este punto de comprobación se hallara a una distancia de por lo menos una estación de instrumento de la maraca de cota fija. In punto de comprobación es una nivelación de una estación de instrumento (set up) que proporciona la diferencia en elevación entre la marca de cota fija y algún punto solido temporáneo establecido por la brigada. Esta diferencia debe ser de por lo menos ½ metro. Cuando se reanude la nivelación esta diferencia deberá concordar dentro de un milímetro, o tendrá que nivelarse nuevamente la sección anterior. Por esta razón debe tenerse mucho cuidado al establecer los puntos de comprobación.

2. DETERMINACIÓN DEL ERROR DE NIVEL (FACTOR “C”)

a. Por la mañana poco antes de iniciar la nivelación o inmediatamente después de iniciar las observaciones del día, se determina el error de nivel y se anotan las observaciones en una nueva hoja de la libreta de apuntes, junto con la fecha, la hora de las observaciones, la numeración del instrumento y los nombres del observador y anotador. (Consúltese el Capítulo 3 párrafo VII).

$$C = \frac{(\sum \text{lecturas mira cercana}) - (\sum \text{lecturas mira distante})}{(\sum \text{intervalos mira distante}) - (\sum \text{intervalos mira cercana})}$$

La corrección total en cuanto a curvatura y refracción debe aplicarse a cada una de las lecturas distantes dela mira antes de usarlas en la formula citada previamente. No debe ajustarse el nivel si “C” es menos de 0.005. Si “C” esta entre 0.005 y 0.008, se recomienda que el observador no ajuste el nivel. Si “C” esta entre 0.008 y 0.10, se recomienda ajuste. Si “C” excede 0.010, debe efectuarse el ajuste. Se efectúa un ajuste del nivel, inmediatamente se determina la “C” antes de continuar la nivelación. Se recomienda efectuar la determinación de “C” bajo condiciones corrientes en cuanto a longitud de visual, naturaleza del terreno, elevación de la línea de visual sobre el terreno, etc. El ajuste del instrumento para reducir la “C” se lleva a cabo aflojando el tornillo de cierre de los lentes en la parte inferior delantera del telescopio (parte #10) y girando el aro de los lentes protectores (parte #9) en la dirección necesaria para mover la imagen del pelo a la graduación deseada en la mira. Cuando se haya completado el ajuste final, se apretara el tornillo de cierre (parte #10) con una espiga de ajuste, teniéndose cuidado especial de apretarlo solo lo suficiente para prevenir movimiento. El ajuste de colimación no se efectuara subiendo o bajando el extremo de la burbuja tubular cuando la



corrección requerida pueda obtenerse moviendo el aro como se ha indicado. Podrá moverse la burbuja solo cuando el instrumento este tan desajustado que el movimiento del aro no produzca el resultado deseado. Hay que asegurar que la fecha y hora se anoten para cada determinación de "C", puesto que esta información es esencial para el cálculo de correcciones de nivel al efectuar los cálculos de oficina. Si el instrumento recibe en cualquier momento durante el progreso del trabajo algún golpe o sacudimiento severo que pueda efectuar su ajuste, inmediatamente deberá efectuarse una nueva determinación del error de nivelación y el nivel debe entonces ajustarse si la nueva "C" excede de 0.010. Si el instrumento se ajusta, en seguida se determina otra "C", como se explicó previamente.

3. LONGITUD DE VISTAS.

- a. La longitud máxima de vistas será de 150 metros, y este máximo solo se realizara bajo las más favorables condiciones (véase el párrafo 19).
- b. La diferencia en longitud entre la vista adelante y la de atrás en cualquier estación de instrumento individual no debe exceder 10 metros. Esta diferencia debe reducirse al mínimo posible en cada estación, mediante buen criterio y cuidado, sin pérdida de tiempo para esta finalidad particular, a menos que la diferencia exceda el límite de 10 metros. No debe reenfocarse el telescopio entre las dos vistas desde una estación de instrumento individual si se puede evitar.
- c. El observador debe evitar el uso constante de vistas extremadamente cortas o largas. Las vistas deben efectuarse con suficiente longitud para que se requiera una cantidad moderada de renivelación. Si el observador es demasiado precavido y limita sus observaciones a vistas suficientemente cortas para asegurar facilidad de lectura de la mira lograra proceder con un mínimo de renivelación, pero el progreso será muy lento. Por otra parte, las vistas de longitud máxima (150 metros) deben limitarse, ya que pueden requerir una gran cantidad de renivelación, demorando igualmente el progreso. Una cantidad moderada (10 – 15%) de renivelación indicara un esfuerzo por parte del observador por obtener el máximo progreso de acuerdo con el grado de precisión requerido.

En nivelación de segundo orden que no sea de corrida doble deben tomarse precauciones, para evitar la necesidad de renivelar líneas enteras porque los cierres estén fuera de los límites permisibles. Si la nivelación de segundo orden se efectúa con el mismo cuidado que la nivelación de primer orden, la de segundo orden de doble corrida raramente necesitara más de las dos medidas requeridas y los circuitos de segundo orden de nivelación de doble corrida raramente dejaran de estar dentro de los límites permisibles. La nivelación de segundo orden debe efectuarse con el mismo equipo, los mismos métodos y el mismo cuidado que la nivelación de primer orden, con la única diferencia que, a excepción de las líneas



ramales, las medidas se pueden tomar en una sola dirección en vez de tomarse medidas delanteras y traseras, como en la nivelación de primer orden, cuando las líneas son de 40 kilómetros o menos de largo. Las líneas de nivelación de segundo orden mayores de 40 kilómetros deben nivelarse independientemente en dirección tanto delantera como trasera. En general no es aconsejable ni provechoso de nivelar, en una sola dirección las líneas mayores de 40 kilómetros de largo.

4. DIVERGENCIAS PERMISIBLES EN LAS RECORRIDAS.

a. En nivelación de primer orden, en todas las secciones en las cuales las medidas delanteras y traseras de la diferencia en elevación difieran por más de $4.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ (donde K representa la longitud de la sección en kilómetros), deberá repetirse la nivelación hasta que dos de las medidas en direcciones opuestas estén dentro de la tolerancia previamente especificada.

b. En nivelación de segundo orden de doble corrida en todas las secciones en las cuales las medidas delanteras y traseras de la diferencia de elevación difieran por más de $8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$ (donde K representa la longitud de la sección en kilómetros), deberá repetirse la nivelación hasta que dos medidas en direcciones opuestas estén dentro de la tolerancia previamente especificada. Los circuitos cerrados de nivelación de segundo orden de una sola corrida deben estar dentro de un límite de $8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$ (donde la K representa la circunferencia del circuito en kilómetros).

c. En todas las secciones de nivelación de primer orden que tengan 0.50 de kilómetro o menos de longitud, se considerará como comprobación satisfactoria una discrepancia no mayor de 2.8 milímetros entre las medidas delanteras y traseras, haciéndose caso omiso del límite indicado por la fórmula que aparece en el párrafo 20.

d. En todas las secciones de nivelación de segundo orden de doble corrida que tengan 0.50 de kilómetro o menos de longitud, se considerara como comprobación satisfactoria una discrepancia no mayor de 5.9 milímetros entre las medidas delanteras y traseras, haciéndose caso omiso del límite indicado por la primera de las dos fórmulas que aparecen en el párrafo 21.

e. Estas tolerancias especiales deben considerarse como aplicables a secciones cortas de dos o más estaciones del instrumento, y NO a secciones de una sola estación, especialmente cuando las vistas sean muy cortas. En casos de una estación, las comprobaciones entre corridas delanteras y traseras no deben exceder de 1.0 milímetros y deben tener un promedio de 0.6 milímetros o menos.

f. Se considera inconveniente indicar en forma definida en estas instrucciones el límite permisible sobre la cantidad de la suma de divergencias entre las líneas



delanteras y traseras (B---F), pero dicha suma debe mantenerse a un mínimo. Un buen valor para B---F es de 0.25 mm por kilómetro. Si la B---F acumulada muestra una marcada tendencia a aumentar uniformemente en cualquiera de las dos direcciones (más o menos) debe hacerse un esfuerzo por determinar la causa de la acumulación y tomarse las medidas necesarias para corregir dicha tendencia. Una acumulación uniforme de B---F en una sola dirección generalmente indica la presencia de algún error sistemático que debe ser eliminado.

5. RECHAZOS

- a. En nivelación de primer orden, cuando haya más de 2 corridas para una sección el límite de rechazo de cualquier corrida será $\pm 6 \text{ mm } \sqrt{K}$ (usando la menor distancia) del promedio de todas las corridas de esa sección. Se rechazara a simple vista y antes de hacer el promedio, cualquier corrida que por simple comparación de valores resulte anormal hay que tener la precaución de no rechazar ninguna de las dos corridas que se usaron para cerrar la sección.
- b. En nivelación de segundo orden de doble corrida las estipulaciones del párrafo anterior son aplicables, a excepción de que el límite de rechazo es de $\pm 9.0 \text{ mm } \sqrt{K}$.

6. ERRORES

- a. En nivelación de primer orden, o en nivelación de segundo orden de doble corrida, cuando se descubra un error tal como una equivocación en la lectura de un decímetro o de un metro, o una transposición de visuales (registrándose la visual de atrás por la de adelante o viceversa) en cualquier medida, después de haberla terminado y de haberle aplicado la corrección necesaria, la medida podrá conservarse y usarse al computador la diferencia media en elevación, siempre que haya al menos dos medidas adicionales de la misma sección que no estén sujetas a incertidumbre de esta índole.
- b. Cuando se efectúa nivelación de segundo orden de una sola corrida y se descubre un error tal como una equivocación en la lectura de un decímetro o de un metro, o una transposición de visuales en cualquier medida después de haberla terminado y de haberle aplicado la corrección necesaria, tal medida podrá conservarse y usarse al computador la diferencia media de elevación de la sección, siempre que exista por lo menos una medida adicional de la misma sección que no esté sujeta a incertidumbre de esa índole.

7. RENIVELACIÓN.

- a. Al renivelar líneas o porciones de líneas de nivelación de primer orden, ya sea para determinar el movimiento de la tierra, para aumentar el número de marcas de cota fija sobre las líneas viejas, para eliminar los cierres excesivos, o



para obtener enlaces al principio o final de nuevas líneas o puntos de unión de líneas viejas de primer orden dicha renivelación se ceñirá estrictamente a las especificaciones para nivelación de primer orden tal como se indican en este manual.

b. Cuando por razones de cualquier índole se renivele a lo largo de líneas viejas de segundo orden, la renivelación se efectuara por medio de una línea sencilla, a menos que la nueva nivelación entre dos marcas de cota fija consecutivas no compruebe el trabajo viejo dentro del límite estipulado para nivelación de segundo orden, $\pm 8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$. Si se encuentra en cualquier sección la nivelación nueva no concuerda con la nivelación original dentro de ese límite, se harán recorridas adicionales hasta obtener una comprobación con el trabajo viejo, o hasta que una recorrida delantera y una trasera de la nivelación nueva, concuerden con los límites establecidos para segundo orden.

c. Cuando por razones de cualquier índole se renivele a lo largo de líneas viejas, si la nueva elevación de la marca recobrada no concuerda con su elevación original dentro de la tolerancia adecuada de acuerdo con la precisión de la nivelación, la opinión del observador con respecto a la causa de dicha marca no haya mantenido su elevación original debe anotarse en el nuevo formulario 190 o 162 para esta marca.

8. PROGRAMA DE OBSERVACIÓN

a. El programa de observación en cada estación de instrumento debe de ser como sigue: instalar y nivelar el instrumento. Tomar la lectura de los tres hilos en la cara de la mira No. 1, tomándose cada lectura al milímetro más cercano y manteniendo la burbuja continuamente en coincidencia. Luego, tomar la lectura del hilo central en el lado derecho de la mira. Después de esto, con la mayor prontitud posible debe repetirse la operación con el telescopio apuntando hacia la mira No. 2. (consúltese el capítulo III, Párrafo 3).

b. En estaciones de instrumento de número impar, la vista atrás debe tomarse antes que la vista adelante; y en aquellas de números pares, la vista adelante debe tomarse antes que la vista atrás. Puesto que la mira se mantiene en un punto de cambio tanto para la vista adelante como para la vista atrás, el resultado de este método es que se lee la misma mira primero en cada estación.

9. MARCAS DE COTA FIJA PERMANENTES

a. Las marcas de cota fija permanentes deben establecerse a intervalos que no excedan de una milla (1.61 km) a excepción de cuando el transporte de materiales resulte particularmente difícil y cuando no hayan afloramientos rocosos ni otras estructuras existentes de adecuada naturaleza sobre las cuales se puedan establecer las marcas en este caso el intervalo podrá aumentarse a dos millas en la



porción de las líneas en que existan las condiciones mencionadas. Al determinar la frecuencia de las marcas de cota fija, todas las marcas de cota fija de otras oficinas que estén bien y permanente construidas de un modo similar a aquellas establecidas por esta oficina, podrán tomarse en cuenta para cumplir con estos requisitos. Otros tipos de marcas, tales como tuercas, y otros puntos no denominados, no se consideraran aceptables.

b. En sitios desde los cuales la extensión de futura nivelación sea probable, tal como un punto de enlace ferroviario, o la encrucijada de una carretera principal, deben establecer por lo menos tres marcas de cota fija dentro de un radio de $\frac{1}{2}$ milla, pero no suficiente separación entre sí, y con suficiente variedad de estructura para que no sean afectadas por un mismo disturbio o disturbios.

c. Cada nueva marca de cota fija permanente debe señalarse mediante una placa de metal de norma, bien asegurada en roca, ladrillo, piedra o concreto a fin de que resista extracción, cambio de elevación o giro.

d. Las estaciones de triangulación y poligonales, las marcas de cota fija en estaciones de marea y las marcas de otras oficinas que estén dentro de distancias razonables de la línea principal de nivelación y que estén construidas de un modo permanente, deben usarse como marcas de cota fija permanentes. Una marca de referencia de estación poligonal no debe usarse como marca de cota fija permanente, puesto que no tiene la estabilidad deseada. Sin embargo, cuando se efectúan enlaces en estaciones de triangulación todas las marcas de referencia y las marcas de azimut deben nivelarse nuevamente, si ello puede lograrse sin una cantidad excesiva de nivelación adicional.

e. En toda nivelación nueva, y en toda renivelación, habrá que cumplir estrictamente con el requisito especificado en el párrafo "a". Al obtener un enlace con una línea existente, donde haya dificultad y sea necesario renivelar una distancia considerable a lo largo de una línea vieja con el fin de obtener una comprobación, deberán establecerse nuevas marcas a lo largo de la línea vieja para lograr que los espacios entre las marcas sean según los requisitos actuales. Se comprende que a veces esto será algo difícil, puesto que una unidad de observación no podrá determinar por adelantado la cantidad de renivelación que será necesaria a lo largo de una línea vieja para obtener una comprobación, y las brigadas que colocan las marcas de cota fija probablemente se hallaran en lugares remotos. Sin embargo, deberá cumplirse con las estipulaciones del párrafo "A", aunque sea necesario interrumpir las observaciones para permitir que la unidad de observación establezca las marcas de cota fija necesaria. Bajo estas condiciones, cuando existan estructuras adecuadas se permitirá a la unidad de observación usar dichas estructuras para establecer las marcas, y las marcas de poste de concreto podrán mantenerse a un mínimo, a menos que se encuentre a poca distancia una brigada para colocar marcas de cota fija, que ayude en el trabajo.



10. DESIGNACIÓN DE MARCAS DE COTA FIJA

a. Las marcas de cota fija permanentes deben designarse con una letra o letras mayúsculas seguidas por un número. Esta designación, junto con el año de establecimiento de la marca, debe estamparse en la placa de metal antes de colocarla. La numeración es separada y distinta para cada línea de nivelación. Las letras “I” y “O” deben omitirse del alfabeto, porque han sido causa de gran confusión al tratar de satisfacer los pedidos relativos a informes sobre las marcas de cota fija. Muchas veces las personas que leen las marcas confunden las letras “I” y “O” con los números “1” y “0”. Es muy importante asegurar que la designación de una marca de cota fija no se duplique en otra línea de nivelación.

Cuando se reemplaza una marca de cota fija destruida o alterada, o cuando se mueve una marca por cualquier razón, hay que cambiar la designación. Puede emplearse la designación original solamente si se estampa la letra “R” en la placa de metal después del número. Además, la nueva descripción de la marca de cota fija debe hacer constar que reemplaza la marca original.

b. Debe hacerse referencia a todas las marcas de cota fija recuperadas por sus designaciones originales, aunque hayan sido establecidas por esta o por cualquier otra oficina. En las anotaciones, cálculos y descripciones, la designación de una marca de cota fija de otra oficina debe estar seguida por las iniciales entre paréntesis de la organización que estableció la marca.

c. Debe hacerse referencia a las estaciones de triangulación, estaciones poligonales, marcas de referencia y marcas de azimut conectadas con la nivelación por sus nombres, y no dárseles designaciones con letras y números.

d. Las marcas de cota fija temporáneas deben designarse por números arábigos solamente, y deben enumerarse en forma continua comenzando desde el 1 (uno) en todo el trabajo de cualquier unidad individual de observación, en cualquier línea o zona individual.

11. DESCRIPCIONES DE MARCAS DE COTA FIJA Y ANOTACIONES DE RECUPERACIÓN

a. En el formulario IAGS Núm. 190 o 162 debe escribirse a máquina una descripción para cada marca de cota fija permanente establecida o conectada, la cual se traiga por primera vez a la red de nivelación. Las marcas de cota fija temporáneas que posiblemente puedan recuperarse al menos varios años después de su establecimiento, también deberán describirse en el Formulario IAGS 190 o 162. No será necesario suministrar duplicados de las descripciones.

b. Úsese el Formulario IAGS Núm. 190 o 162 para anotar la condición de todas las marcas antiguas recuperadas ya sea al renivelar las líneas antiguas, al comenzar o terminar una nueva línea de nivelación, o al efectuar enlaces en puntos de unión



a lo largo de la línea. Cuando se emplee el Formulario IAGS Núm. 190 o 162 para este fin, se le pondrá un sello en la esquina superior derecha que diga NOTA DE RECUPERACION.}

12. ANOTACIONES Y CÁLCULOS

a. Las anotaciones y cálculos de campo de la nivelación deben efectuarse conforme a los ejemplos proporcionados en el Capítulo 3 de este manual.

b. El anotador tomara nota de los intervalos de mira en cada vista atrás, junto con la suma continua de dichos intervalos entre dos marcas de cota fija consecutivas (temporáneas o permanentes), y hará anotaciones similares a estas para las vistas adelante. Se mantendrá la mayor igualdad posible entre las sumas continuas, de una sección difieran por más de una cantidad que corresponda a una distancia de 20 metros.

c. Deberán efectuarse cálculos de campo a medida que el trabajo progrese.

d. Las anotaciones para futuro empleo en el estudio de errores de nivelación serán incorporadas en la anotación. Estas indicaran la hora de inicio y término del trabajo en cada sección, las condiciones del tiempo, especialmente con respecto a las nubes y a la intensidad del viento, así como también la fuerza del viento y la dirección del sol con respecto a las líneas de nivelación. Dichas anotaciones adicionales se hacen para que sirvan de ayuda al estudiarse los errores.

e. Debe hacerse uso de la columna de “Remarks” (comentarios) en la libreta de anotaciones, y mientras más se use será mejor. Al prepararse las anotaciones de oficina, los únicos informes disponibles son las anotaciones y cálculos efectuados en el campo, y con frecuencia sucede que una anotación en la columna para “Remarks” efectuada en el momento en que ocurrió alguna circunstancia excepcional es lo único que se necesita para aclarar una duda que pudiera existir en la mente de la persona encargada de los datos de oficina.

13. DATOS MISCELÁNEOS

a. Como a mediados de cada comisión el jefe de la brigada enviará un informe extraoficial a la oficina del proyecto, relatando en detalle los adelantos que se hayan realizado y dando cualesquier detalle pertinentes al trabajo proyectando para el futuro. Después de completar cada línea de nivelación se somete un informe sobre terminación de línea de nivelación (narrativo). Este informe sobre terminación de línea se prepara de acuerdo con las instrucciones que se dan en el Capítulo VI de este manual y las estipulaciones del “Inter American Geodesic Survey Basic Vertical Control Supplementary Instructions” (1960).

III. NIVEL DE GRAN PRECISIÓN

Instrucciones para el empleo

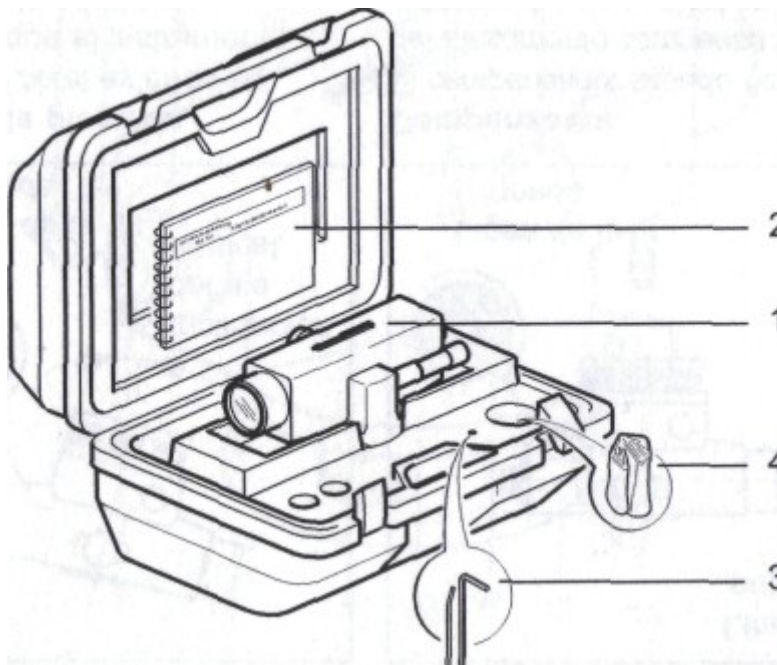


Figura 3. Contenido del maletín

- 1) Nivel automático
- 2) Manual de empleo
- 3) Llave Allen / clavijas de ajuste
- 4) Protección contra la lluvia & parasol

1. DESCRIPCIÓN



Figura 4. Nivel Automático Universal NA2



a. Características

Desviación estándar para 1 km en nivelación doble, según mira y método

..... 0,7 mm

con micrómetro de placa planoparalela

..... 0,3 mm

Aumento del anteojo
imagen real directa

Ocular estándar 32 ×

diámetro del objetivo 45

mm

diámetro del campo visual a 100 m 2,2 m

distancia mínima de puntería 1,6 m

constante de multiplicación 100

constante de adición 0

Margen de inclinación del compensador ~30'

precisión de estabilización (desv. est.) 0,3"

sensibilidad del nivel esférico 8'/2

mm

Círculo de vidrio (modelo K) 400

gon (360°)

Diámetro 70

mm

intervalo de la graduación 1 gon

(1°)

lectura a estima 10

mgon (1')

Margen de temperatura: en empleo -20°C

a +50°C

en almacén -40°C a +70°C

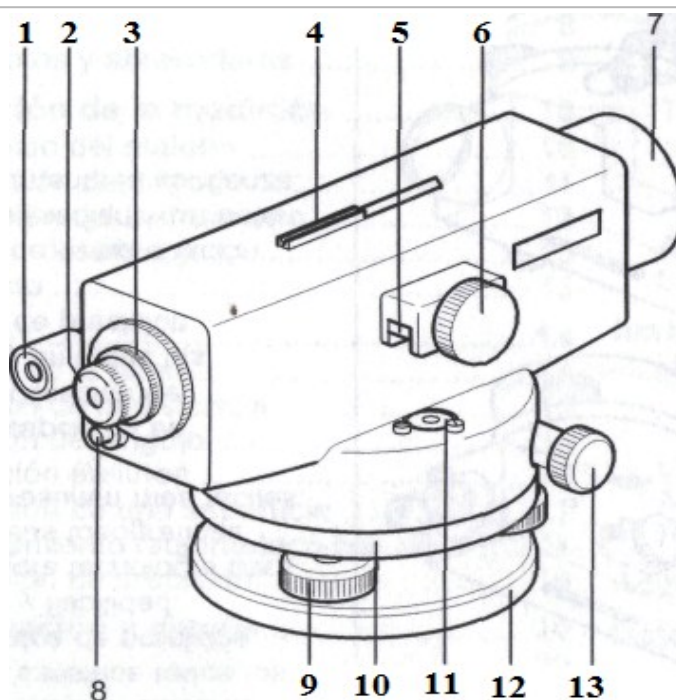


Figura 5

- 1) Ocular del microscopio de escala
- 2) Ocular del anteojo
- 3) Anillo que bloquea el ocular en la posición
- 4) Visor de ubicación
- 5) Prisma para ver el nivel esférico
- 6) Botón de enfoque rápido/fino
- 7) Carcasa del lente amplificador
- 8) Pulsador para controlar el compensador
- 9) Tornillo nivelante
- 10) Aro para ajustar el círculo Horizontal *
- 11) Nivel esférico
- 12) Placa de base
- 13) Tornillo de movimiento horizontal, sin fin (en ambos lados)

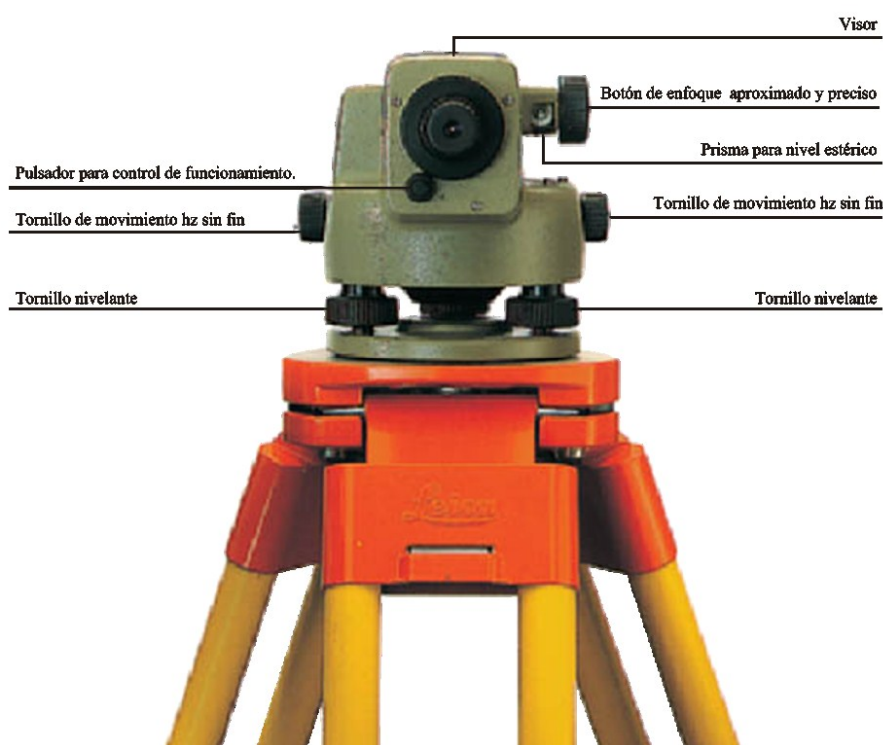


Figura 6.

b. Características especiales.

Ha sido indicado ya bajo “características” que el anteojo está provisto de hilos estadimétricos y que la constante de multiplicación es de 100. La precisión de una medición depende de la coincidencia de las imágenes del nivel, de la puntería y del micrómetro óptico. El error medio total de una lectura es de $\pm 0.3''$, lo que corresponde a $\pm 1/10\text{mm}$ para una vista de 80 metros.

IV. MIRAS

1. DESCRIPCIÓN

Las miras de nivelación geodésica usadas en la actualidad difieren muy poco de las miras originalmente usadas por el IAGS. Estas miras se han modificado para mejorar su lectura y duración bajo condiciones tropicales. (Véanse las figuras 8, 9, y 10).

La mira consiste de una faja graduada de metal, rígidamente asegurada a un pie de apoyo de metal que se halla ajustado a la vara de madera que sostiene la faja. La faja graduada, de 25 milímetros de ancho y 1 milímetro de grueso, es de invar y tiene un coeficiente térmico de expansión que raramente excede .000001 por centígrado; está sujeta al pie de apoyo por un tornillo de latón y dos clavijas de bronce. La vara de la mira es una pieza de pino blanco curado y de grano derecho, libre de nudos y otros defectos. El pie de apoyo está firmemente asegurado a la vara mediante cuatro pernos que atraviesan la base. En toda la longitud de la vara



hay una ranura de profundidad suficiente para que la faja pueda moverse libremente bajo un número de arandelas de bronce. Para eliminar cualquier error ocasionado por encorvadura vertical, la faja esta puesta bajo tensión por medio de un resorte colocado en la parte superior de la misma. La vara de la mira sirve para mantener el alineamiento de la faja graduada. La cara de la vara tiene unas fajas plásticas sobre las cuales se halla inscritos números que indican graduaciones en metros y decímetros; el reverso de la vara también tiene fajas plásticas con graduaciones en pie y decimos. Las graduaciones en pies y decimos se usan para tomar lecturas de comprobación en pies. Detrás de la vara está montado un termómetro que se halla en contacto con la faja. El nivel circular permite que el portamira sostenga la mira en posición vertical. La faja invar tiene graduaciones en centímetros, alternadas en blanco y negro en forma corriente. La graduación de la faja se hace a máquina mediante un procedimiento perfeccionado por D. L. Parkhurst, Jefe de la Sección de instrumentos del U.S. Coast and Geodetic Survey. El National Bureau of Standards se encarga de establecer las normas de las miras de nivelación y de determinar el índice y las correcciones de longitud de las miras. Cuando se cuente con un gran número de miras, aquellas que tengan características similares podrán emparejarse para facilitar la aplicación de las diversas correcciones en los cálculos de oficina. Esto explica la causa por la cual los números de las miras que se hayan establecido las normas.

2. CUIDADO DE LAS MIRAS

Las miras de nivelación en todo tiempo deben cuidarse y atenderse tal como lo merecen los instrumentos científicos delicados de este tipo. Las miras deben transportarse por la agarradera o cargarse en hombros. Si las miras siempre se transportan boca abajo o boca arriba sufrirán pequeñas torceduras ocasionando aumento en las lecturas. Con el fin de mantener las miras derechas, el portamiras debe cargarlas boca abajo por un periodo de tiempo determinado y luego cargarlas boca arriba cargándolas en esa posición por un periodo de tiempo similar.

Debe tenerse mucho cuidado de que las graduaciones, especialmente aquellas en la faja invar, no sufran roce cuando se cargue o transporte la mira, puesto que las graduaciones borrosas, y por consiguiente confusas, no solo resultan muy molestas para el observador sino que son muy perjudiciales para la calidad de la observación.

A la ida y al regreso del campo de operaciones, las miras deben colocarse en los soportes de carga, los cuales deben rellenarse o acolchase gruesamente, y las caras de las miras deben separarse con un paño grueso u otra tela pesada.

Es mejor asegurar bien al camión la caja dentro de la cual se transportan las miras, y transportar las miras dentro de dicha caja. Esto no solo las protege contra la humedad y el polvo, sino que reduce a un mínimo la posibilidad de roce.

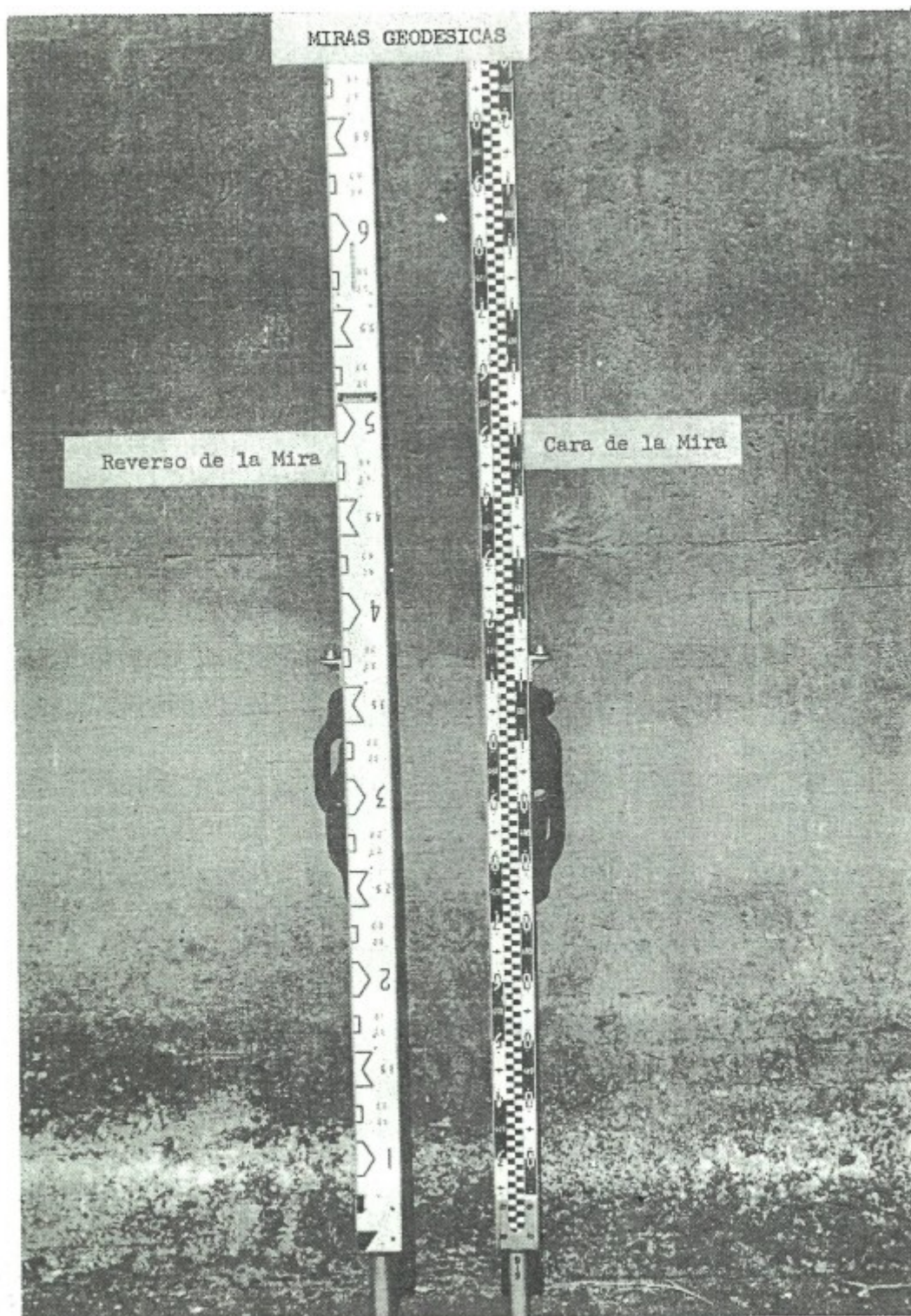


Figura 8

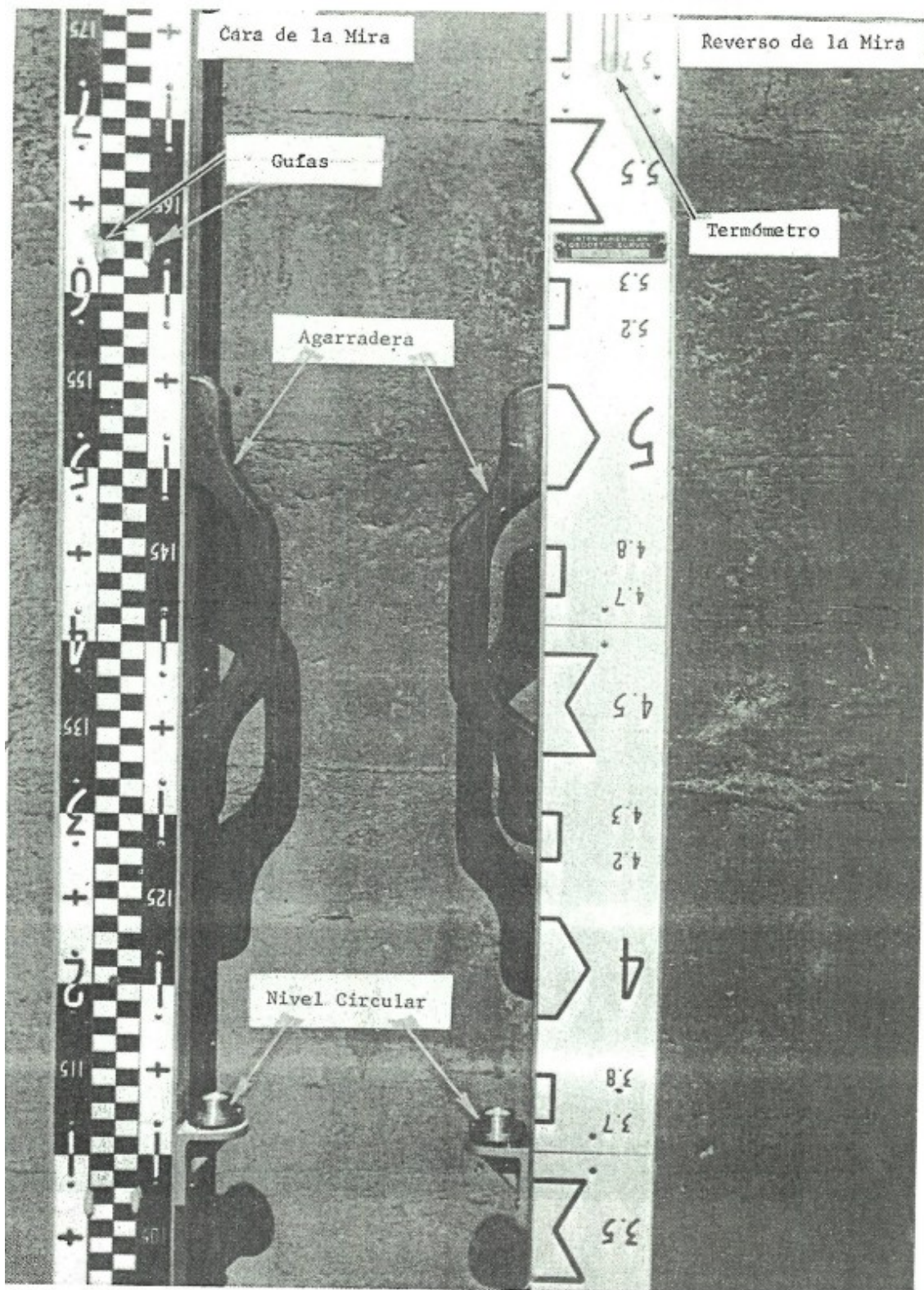


Figura 9

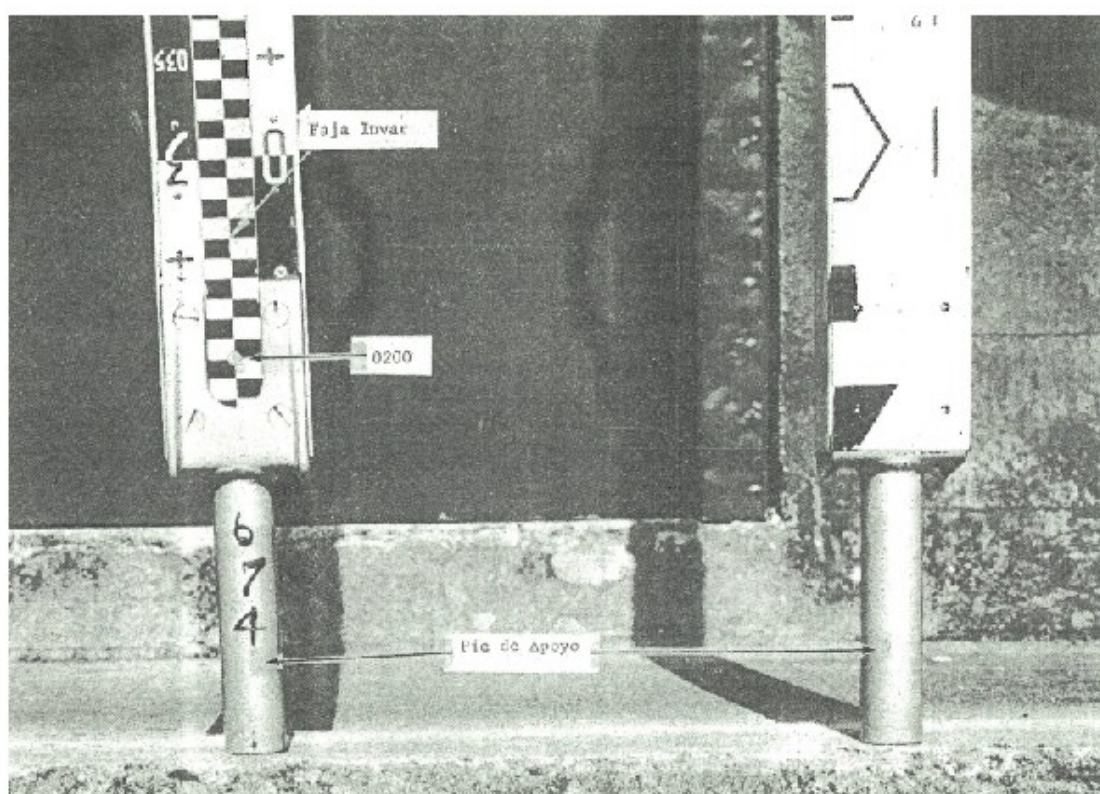


Figura 10

El pie de metal de la mira debe inspeccionarse con frecuencia para asegurar que no haya torcedura que ocasione que el plano de la parte inferior del pie de apoyo pierda su posición perpendicular con respecto a la cara de la mira.

A causa de su longitud, la mira puede golpearse fácilmente contra otros objetos, de modo que debe tenerse sumo cuidado al manejarla. Si la mira golpea contra postes, cables, muros, etc., se estropeará la graduación de la misma, y las partes de plástico y metal tendrán a rayarse. Una mira muy rayada debe devolverse para que sea pintada nuevamente de modo que no impida la rapidez de las lecturas de la mira.

Al efectuar nivelaciones, el portamiras tendrá cuidado de mantener limpia la base de la mira. Nunca debe colocarse en el suelo la parte inferior de la base. Cuando esté esperando en el punto de cambio y tenga la mira en posición vertical pero en el punto de cambio. El portamira deberá colocar la base de la mira sobre su zapato, con la cara de la mira en dirección opuesta al observador. Antes de colocar la mira en el punto de cambio, se limpia con la mano la base del pie de apoyo. También el punto de cambio debe estar libre de tierra. Debe limpiarse con la mano antes de colocar la mira sobre el por primera vez. Si se recuesta la mira en el suelo, debe colocarse de costado y nunca boca abajo.



3. COMPROBACIONES DE VERTICALIDAD

El párrafo 14 de las instrucciones generales contiene los requisitos para efectuar comprobaciones de verticalidad sobre las miras. Estas deben realizarse por lo menos una vez al mes, cuando las miras hayan sufrido golpes severos o se hayan estropeado, alterándose de este modo el ajuste de la burbuja de nivel de la mira. Estas comprobaciones de verticalidad deben efectuarse con el mayor cuidado. Se pueden lograr suspendiendo la plomada desde una viga en la oficina de la brigada de campo, o desde la rama de un árbol en una zona protegida contra vientos fuertes, colocando la mira de modo que la cara de la misma este aproximadamente entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de pulgada de la línea de la plomada. Las medidas se toman desde la línea de la plomada hasta la faja invar en las marcas de metros 3.2, 2.2, 1.2 y 0.2 de la mira. Tales medidas deben tomarse en un plano horizontal. Después de tomar las medidas de la mira, esta se gira de manera que el costado de la misma se encuentre aproximadamente entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de pulgada de la línea de la plomada, y se toman las medidas desde el borde o costado de la mira hasta la línea de la plomada en las marcas de metros 3.2, 2.2, 1.2 y 0.2 de la mira. Una vez tomadas las lecturas, se someten a una comprobación para asegurar que la máxima desviación de cualquier sección de metro de la mira, por ejemplo 2.2, 3.2 metros, no exceda de 3 milímetros, o que en la longitud total de la mira, la desviación no sea mayor de 10 milímetros.

Si hay una desviación mayor de 10 milímetros, el nivel de la mira debe ajustarse para asegurar que este centrado cuando la mira se coloque en posición vertical. Una vez efectuado el ajuste, la mira se comprobará nuevamente en cuanto a verticalidad. El observador y el anotador inspeccionaran la mira en cuanto a su condición general, tal como rayaduras en las marcas de pintura de la faja invar o en el plástico, hojas plásticas sueltas, termómetro roto, que la agarradera y el nivel estén bien sujetos a la mira y también que el pie no quede suelto.

El pie de metal debe revisarse para asegurar que la parte inferior esté completamente plana. Esto puede efectuarse mediante una regla recta o un triángulo, pasando la orilla del triángulo por la parte inferior del pie. También debe revisarse la mira en cuanto a torcedura tal como se explica en el párrafo 14 de las instrucciones generales. Debe existir plena seguridad de que la faja invar tenga libre movimiento dentro de su guía. Las arandelas que sostienen la faja nunca deben apretarse. La faja invar debe moverse libremente.

V. RECONOCIMIENTO Y MONUMENTACIÓN

1. SELECCIÓN DE SITIOS PARA MARCAS DE COTA FIJA

a. La persona responsable hará un cuidadoso reconocimiento de la nueva línea (entera o en porciones convenientes) con el fin de seleccionar los buenos sitios aprovechables, y determinar las distancias entre dichos sitios y desde las



poblaciones más cercanas. Basándose en este estudio y en las normas conocidas, se determinará cuáles de los sitios satisfacen mejor las especificaciones que rigen la densidad de puntos, y cuales se deben aprovechar por el método de vistas adelante extra (extra foresight). Se determinarán también cuales tramos carecen de buenos sitios con el fin de volver a estudiarlos, buscando los sitios más aceptables, o resolver si se deben emplear puntos temporales o provisionales (TBM's).

b. La distancia entre puntos permanentes en nivelación de Primer Orden debe ser de una milla más o menos, pero se permite y se aconseja cierta flexibilidad en esa norma para obtener buenos sitios. La distancia bien puede variar entre 0.5 hasta 1.5 millas, buscándose un promedio máximo de una milla.

c. En los casos especiales en que se pasa por poblaciones de importancia, empalmes importantes de vías de comunicación y campos de aviación, se debe escoger sitios para tres hitos permanentes; uno cerca del centro, y los otros dos a un lado y otro, más o menos a 0.5 millas del punto céntrico.

d. Al considerarse sitios para hitos permanentes, los factores generales son en orden de importancia:

- | | |
|---------------------|----------------------------|
| (1) | Permanencia, estabilidad. |
| (2) | Fácil foto identificación, |
| buenas referencias. | |
| (3) | Acceso para observación y |
| construcción. | |

e. Los sitios adecuados son: cercanos a intersecciones de vías de comunicación; cercanos e intersecciones de caminos y cauces; intersecciones de líneas de setos vivos prolongados hasta la ruta de observaciones; en caminos de ladera, los narizones o salientes de tierra firme al costado opuesto o contrario a los taludes. En zonas de carreteras, ferrocarril o camino vecinal deben colocarse alejados del eje de la ruta tanto como sea posible, por lo menos 15 metros, pero no más de 50 metros. En curvas horizontales, el sitio deseado está al costado exterior de la curva. En tangentes o rectas de carretera, deben alternarse los sitios de lado a lado, previniendo una futura realineación de la ruta con la consecuente pérdida de los sitios en uno de los costados. En curvas verticales, los sitios mejores son los puntos intermedios entre la cresta y el punto más bajo de la pendiente, y en los cambios de corte, entre cortes y rellenos. En intersecciones de vías y cauces, los buenos sitios quedan entre 30 y 50 metros alejados de la intersección, a menos que haya una estructura permanente donde un disco o placa incrustada servirá bien.

f. Los sitios inadecuados son:

- En curvas horizontales, el terreno en el lado interior.



- En curvas verticales, la cresta y la parte inferior.
- Cualquier relleno o terraplén de tierra removida.
- Cualquier pie de talud.
- Orillas de cauces.
- Puntos mal drenados.
- Cualquier obra de concreto con base de poca profundidad, tal como las aceras y sus bordes o extremos, pavimentos de calle o de carreteras, postes de kilometraje, etc.
- Cualquier punto sujeto a tránsito sobre el mismo ya sea de ruedas, bestias, o peatones.

g. Acceso para observación: es preferible que los sitios no estén a más de 1.00 metro más alto ni 1.80 metros más bajos del eje de la ruta. Es deseable tener visibilidad para vista adelante o atrás sin necesidad de trabajo de machete. Arriba no debe haber ramas ni otros objetos que obstaculicen la mira vertical.

2. CONSTRUCCIÓN DE MARCAS DE COTA FIJA

a. Se cava un hoyo, el cual debe tener como mínimo 1.00 metro de profundidad, 30 cm. de diámetro en el fondo, y 25 cm en la superficie. (véase la figura 11). Hay que limpiar el fondo tanto como sea posible, quitando la tierra suelta. Es aconsejable ponerle al fondo una capa de piedras del tamaño de un puñado, mojarla y apisonarla bien antes de echar la mezcla de concreto. La mezcla de concreto debe ser de 1:2:4 (una parte de cemento, dos partes de arena y cuatro partes de grava ordinaria) de elementos limpios, mezclados 5 veces en seco y 5 veces mojados. La cantidad de agua agregada será la mínima para asegurar la mojadura de los elementos. Mientras se echa la mezcla en el hoyo es menester vibrarla mediante penetración con una barra o estaca. Conviene que los tres (3cm) de mezcla superior sean enriquecidos a proporciones de 1:3, quitando la grava de mayor tamaño. El disco de cobre, previamente estampado, se hunde lo suficiente para hacer difícil su extracción por medio de filo de machete o herramienta similar, cuidando que lo grabado o estampado en el disco quede al descubierto: se pule la superficie del concreto y se cubre con hojas o con papel mojado para que fragüe lentamente. En los casos de hots subterráneos, la tierra encima no debe pasar de 10 cm y hay que colocar o seleccionar algún punto de referencia pueden ser postes especiales de concreto, postes de madera duradera, montones de piedras, clavos y pernos en árboles, marcas cincel en roca viva, etc. Lo importante es que haya la suficiente información para recuperar el hito en cualquier momento dado.

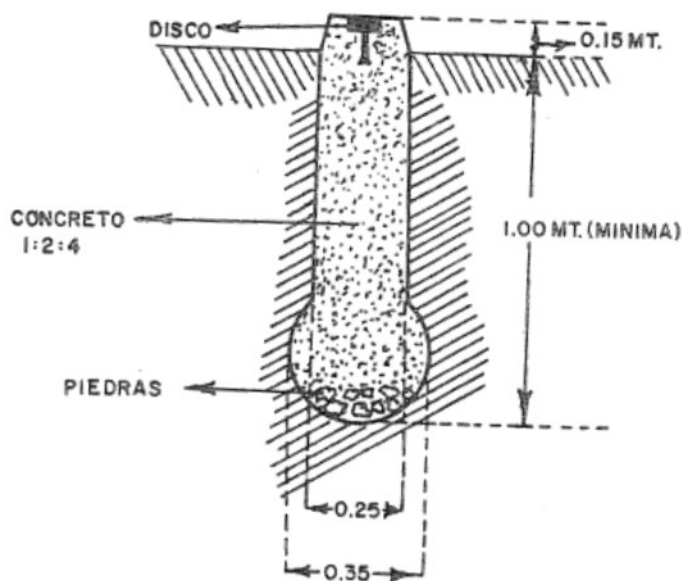


Figura 11

b. El modo más económico y preferible de instalar las marcas de cota fija consiste en utilizar rocas que sobresalgan del piso y sean bien estables. En las estructuras permanentes, o bases de edificios, el alojamiento se reduce a perforar un hueco apropiado y fijar el disco. (Véase la figura 12).

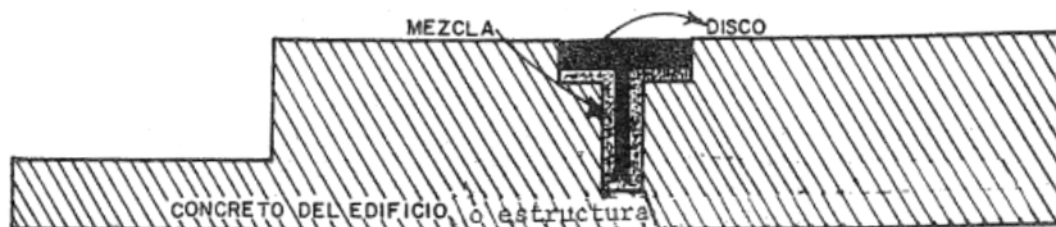


Figura 12

c. Cuando no se encuentren objetos como los anteriormente citados se tendrá que construir un hito. La forma y tamaño de este hito es diferente en los distintos países, pero en la figura 11 se da un ejemplo del hito recomendable con sus características.

d. Marcas con Varillas "Copperweld"

Si un reconocimiento preliminar indica que la línea de nivelación cruzará zonas inestables tales como lechos de crecientes, llanuras aluviales, ciénagas, zonas de terremotos, etc., se puede requerir otro tipo de hito, empleando varillas cobrizadas (Copperweld). Esta información se debe comunicar a la oficina Principal, para que



se considere y se hagan recomendaciones, porque la construcción de marcas con varillas “Copperweld” implica un costo mayor.

(1) **Espaciado.** Las marcas de cota fija construidas con varillas “Copperweld” se establecen aproximadamente a cada cinco millas, o según especifique la Oficina Principal.

(2) **Descripción.** Las Varillas “Copperweld” son de acero cobrizado por soldadura, con diámetro de 5/8 de pulgada. Se usan en secciones de 5 pies, roscadas en ambos extremos, que se unen con manguitos roscados de latón.

(3) **Método de Instalación.** Luego que se haya seleccionado el sitio, se cava un hoyo con profundidad de dos pies, aproximadamente. Se coloca una sección de varilla en el hoyo en forma vertical, con el accesorio contra impacto atornillado en el extremo superior. Este accesorio recibe el golpe del martinete y protege el extremo roscado de la varilla. Luego se coloca el martinete de operación manual sobre el accesorio contra impacto, y se clava la varilla en la tierra.

Se conecta otra sección de varilla a la que clavó y está también se clava en la tierra. Este procedimiento continúa hasta llevar al punto de rechazo. Luego se corta la varilla a unas cuatro pulgadas sobre la superficie del suelo, y se suelda un disco al extremo sobresaliente. Para esto, se coloca anteriormente una pequeña cantidad de soldadura de estaño en el interior del eje del disco, en el cual es un tubo de latón con diámetro interior de 5/8 de pulgada y 1-1/4 pulgadas de largo. Este eje se ajusta sobre el extremo de la varilla cobrizada, y se calienta con un soplete hasta que se derrita la soldadura. Al enfriarse se endurece la soldadura, uniendo la varilla y el disco. Se rellenan el hoyo y la forma con concreto, hasta el nivel del disco. Se logra la protección máxima del disco cuando queda con las orillas a un nivel un poco más abajo que la superficie del concreto.

(4) En zonas de escarcha no se instalan en concreto la varilla ni el disco. Se clava la varilla hasta el punto de rechazo, se corta y se suelda el disco. Se coloca un tubo de arcilla o barro cocido, con diámetro de unas cuatro o seis pulgadas y dos pies de largo, de modo que llegue a una profundidad de 18 pulgadas, con seis pulgadas sobre nivel del suelo, para proteger el disco y facilitar el restablecimiento. Se coloca el tubo alrededor de la marca y se rellena con arena; no se adhiere con cemento a la varilla.

(5) Si alcanzan las varillas una profundidad de 50 pies sin llegar al punto de rechazo, pero se dificulta clavarlas, se considera adecuada la instalación de la marca. En algunos casos, las brigadas del USC&GS has clavado estas varillas a profundidades de más de 100 pies.



(6) Debe anotarse en la descripción de la marca de cota fija que la marca es de tipo de varilla, dado la longitud de varilla que se empleó en su construcción.

e. Las causas de pérdida de muchas marcas de cota fija, y las medidas para contrarrestarlas, son las siguientes:

(1) Destrucción por indígenas y campesinos de la región. Esto se evita dando a conocer a la gente de los alrededores, por intermedio de los curas párrocos y las autoridades políticas, la importancia de las marcas para el proceso del país.

(2) Destrucción por constructores de carreteras. Deben seleccionarse los puntos correctamente y establecerse las marcas lejos de vías (cuando menos a 50 metros del centro).

(3) Derrumbes y erosión. Se deben colocar los monumentos lejos de los pies de talud, prefiriendo las salientes en tierra firme al costado opuesto y evitando sitios que estén expuestos a peligro de erosión o derrumbes.

(4) Descripciones inadecuadas. Se instruye al personal con respecto a la anotación de descripciones correctas.

VI. DESCRIPCIÓN DE UNA MARCA DE COTA FIJA

Cuando los trabajos de nivelación geodésica hayan sido finalizados, solamente tres cosas serán de valor permanente: las marcas de cota fija, las descripciones publicadas y las elevaciones que tengan esas marcas. Por esto es evidente que el mayor esfuerzo en la nivelación geodésica debe encaminarse hacia la conservación adecuada de este resultado final.

Aunque el primer e inmediato uso de la descripción de las marcas de cota fija es la compilación de los mapas fotogramétricos, se espera que las descripciones serán reproducidas también por otros métodos y publicaciones luego para su distribución a otras agencias del gobierno o a individuos que no tengan nada que ver con el programa de compilación de mapas.

Cuando se preparen para publicación. Las descripciones deben ser trabajos acabados, bien presentados y con lenguaje claro que satisfaga todos los requisitos de un modelo de técnica descriptiva, ya sea en inglés o español. Más adelante se darán algunos ejemplos de descripciones escritas en español consideradas como adecuadas. Aunque estos modelos no hay que seguirlos exactamente, pues los varios tipos de terreno y condiciones requieren cierta flexibilidad en la presentación, constituyen ejemplos aceptables que denotan brevedad, presentación literaria y cabalidad descriptiva.



A continuación se da una lista de los puntos y detalles que deben llenarse en la presentación de los formularios Núm. 162 (español) y Núm. 190 (inglés) del Servicio Geodésico Interamericano.

1. ENCABEZAMIENTO

a. Hay que asegurar que todos los espacios sean llenados con excepción de aquellos destinados para la elevación, orden y datum, los cuales se llenaran en la oficina.

b. En el espacio designado para “línea” se escribe el nombre oficial de la línea con su designación de punto a punto y el año que fue establecida. Ejemplo: “2ª SIDONIA – TROYA” (1952).

c. En el espacio destinado para “CARACTERISTICA DE LA MARCA” se indica si la marca es un disco, un perno, etc., en un hito redondo o cuadrado, o en un hueco barrenado en alguna mampostería existente o en una roca de afloramiento. Si el disco está puesto en posición vertical, debe reportarse aquí. Ejemplos: “LAGS 8 cm. disco en hueco en la pared (vertical)”.

d. En el espacio señalado para “Estampada” debe aparecer lo que esta estampado en el disco. Esta inscripción consiste normalmente de una combinación de letras y números que identifican la marca y el año en que fue establecida.

e. En el espacio en blanco para “designación” se da la designación oficial de la marca, la cual debe ser idéntica a la usada para todos los registros, tales como libretas de campo y resúmenes.

2. DESCRIPCIÓN DETALLADA

a. No se repite la información dada ya en el encabezamiento.

b. Se elimina cualquier expresión que no contribuya a aumentar la información requerida. No se necesitan detalles de la construcción del hito.

c. Se asegura que el punto de partida para recuperar el hito en el futuro, si se trata de un pueblo cercano, de un puente prominente, o de un empalme de ferrocarril, sea geográficamente bien conocido y que aparezca o pueda aparecer después en mapas de cualquier escala. No debe usarse para referencia inicial un objeto tal como otra marca de cota fija ni punto cuya localización no sea fácilmente identificable, ni que este tan lejos que haga la ruta hasta la marca complicada. Téngase presente que el punto de partida que se dé para recobrar una marca de cota fija será usado tanto para la



identificación en el terreno como para la identificación debe ser un punto adecuado para tomar lecturas en el velocímetro con exactitud dentro de un décimo de milla o kilómetro.

d. La ruta a seguirse debe darse por su nombre o por una designación fácilmente entendida, tal como “Carretera Central”, “Camino de Carreteras al Norte de Santa Fe” o “Carreteras asfaltadas o Tapaste”.

e. La dirección general desde el punto de recuperación hasta la marca de cota fija debe darse hasta el medio cuadrante y la determinación de la distancia por el velocímetro hasta el décimo de milla o kilómetro.

f. Debe indicarse hasta el medio cuadrante a qué lado de la ruta esta la marca y nunca indicarse a la izquierda o derecha, y la distancia desde la línea central de la ruta o eje del camino debe indicarse hasta el decímetro.

g. Se requiere también una referencia a la ciudad próxima más cercana a lo largo de la ruta, como una verificación de la dirección del punto de recuperación y para acotar la búsqueda. Esto puede expresarse fácilmente dándose la dirección general como “Noroeste hacia (nombre del pueblo)”. Un ejemplo adecuado es “Desde la Iglesia de Colón en ESMERALDA la marca está a 8.2 millas Noroeste y hacia VICTORIA a lo largo de la Carretera Central, sobre el lado Oeste del Camino, y a 12.2 metros desde la línea central”.

h. Cuando las marcas de cota fija estén localizadas en pueblos o en sitios que sean tan conocidos que no se necesite información de la ruta, tal información podrá omitirse.

i. La altura o profundidad del disco sobre o debajo del terreno que lo rodea, debe darse en centímetros. Esto es especialmente importante en caso de que el hito se encuentre bajo tierra.

j. Se requieren referencias precisas desde otros tres puntos de los alrededores que sean objetos de obvia y fácil identificación en el terreno, desde los cuales se tomaran y reportaran rumbos o acimuts con aproximaciones no menor de 5 grados, y se medirán distancias hasta un décimo de metro de exactitud. Las distancias deben estar dentro de la longitud de la cinta de 30 metros, pero donde falten referencias cercanas se pueden dar distancias más largas, o se puede dar una razón negativa como: “no hay otras referencias disponibles”. Son referencias típicas: intersección del camino principal



con el eje del camino al Norte”, esquina Sureste de la casa “;”poste telegráfico No. 586”.

k. Si la marca esta incrustada o empotrada en concreto existente, anótese una descripción de esa parte del concreto, tal como “pretil Norte”; “sostén o estribo Sur”; a la Noreste”; etc., y en este caso anótese la medida hasta el centímetro desde los filos o esquinas.

3. IDENTIFICACIÓN EN LAS FOTOGRAFÍAS

a. La descripción narrativa y detallada siempre debe ser tan completa que pueda imprimirse sin el dibujo, si así se desea: pero cuando se trata del uso fotogramétrico se necesitan muchos detalles con respecto a la marca y se requiere un dibujo a escala grande, aproximadamente 1:600, que se hará en el margen derecho, cara del frente del formulario. Evítense en tales dibujos el uso de líneas con distancias y el trazado de contornos; póngase gran cuidado en que la posición relativa del monumento y las referencias sean lo más exactas posibles.

b. Hágase la identificación en la foto tan bien como lo permita el sitio donde este la marca, pero téngase presente que no siempre será posible marcar el lugar con la aguja de pinchar, siendo entonces la descripción dada el único medio de identificar la posición de esa marca para la compilación del mapa. Si la identificación de la fotografía es demasiado incierta, entonces hay que referirla por distancia y dirección al punto más cercano y apropiado (empalmes de caminos, etc.) tase “no es posible la identificación en la foto”.

c. Dese la diferencia de elevación entre la marca y el eje del camino en la parte adyacente a la marca y en ambas direcciones desde la marca de cota fija a 30 metros de distancia y anótese cuando sea más alta o más baja que la marca. Las diferencias de elevación de darán al diámetro más cercano.

d. Aunque no se considera un requisito indispensable, los compiladores del mapa prefieren que se incluya una fotografía (instantánea) a nivel del terreno de la marca, mostrando cualquier característica saliente que haya presente, y también el acimut desde el centro de la foto. Estas instantáneas deben adjuntarse al respaldo de las tarjetas de descripción.

4. PRESENTACIÓN

Después de llenar los requisitos que se exigen para el acabado y exactitud de los detalles de la descripción, y de comparar el croquis con la autenticidad de lo escrito, debe revisarse el formulario sobre lo siguiente:



- a. Lectura fácil y orden lógico
en el arreglo de los datos.
- b. Escritura completa de todos
los nombres.
- c. Gramática y puntuación.
- d. Claridad. Póngase especial
cuidado en que tenga un solo significado lo que se escriba, evitándose términos
ambiguos y confusos.
- e. Nitidez y legibilidad para la
reproducción.
- f. Todas las medidas deben
darse en el sistema métrico, con la única excepción de millas marcadas por el
velocímetro.
- g. Evítense las abreviaturas.

5. AYUDAS

Es una buena práctica usar en el campo un formulario como el que se ve en la página siguiente, a fin de no olvidar ningún detalle de importancia para la descripción. Este ejemplo ha sido llenado para la marca de cota fija 2 A 41, cuya descripción también aparece en los ejemplos de descripciones. (Véanse Págs. 37, 38 y 39)



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

NOTAS DE CAMPO - DESCRIPCION DE MARCA DE COTA FIJA

PAIS UTOPIA	CARACTERISTICA DE LA MARCA Disco de 4cm en hormigón cuadrado	DESIGNACION 2A41
PROVINCIA, ESTADO o DEPARTAMENTO JUJUA	ESTABLECIDA POR C.C.E. - IAGS	MILLAJE o KILOMETRAJE
MUNICIPIO, COMUNA o CANTON TROYA	ORGANIZACION (Fundida en la Marca) IAGS	ORDEN
LINEA (de nivelación) (1952) 2A SIDONIA-TROYA	ESTAMPADA 2A41 1952	

A lo largo de la carretera... **estatal #19 Cascajo**... entre... **TROYA**...
y... **PALO ALTO**... partiendo de la oficina de correos en **TROYA**...
... la marca se encuentra hacia el **Suroeste 2.8 millas**... al
costado... **OESTE**... de la ruta a... **7.3**... metros de su eje, y
[(sobresale) ~~(está enterrada)~~... **10** centímetros], ~~[está a flor]~~ del terreno.
La marca se encuentra en la población de
en.....
al costado..... de.....
a..... metros de su eje, y [(sobresale), (está enterrada)].....
centímetros], ~~[está a flor]~~ del terreno.

REFERENCIAS, AZIMUT Y DISTANCIA DESDE OBJETOS CERCANOS E IDENTIFICABLES

NOTA: Márquense con un asterisco (*) los objetos que puedan ser fotoidentificados.
Los objetos fotoidentificables son los únicos que requieren diferencias de elevaciones.

Objeto:	Distancia	Acimut	Dif. Elev.
Desde el centro de un puente de madera de cuatro metros de luz sobre un arroyo conocido como Quebrada Seca	Metros	Rumbo	
	29.6	S 65° W	+ 3.7
Desde un árbol aislado	18.2	N 10° W	
Desde un poste sin número de la línea telegráfica	5.1	N 50° E	

El eje de la vía adyacente a la marca está... **0.2**... metros más... **ALTO**...
que la marca. De allí a 30 metros al **Nordeste**... el eje está **0.1**... metros más
... **ALTO**... y a 30 metros al **Suroeste**... está **0.4**... metros más... **ALTO**...

Fotoidentificación: Practicable o Impracticable

Todos los ~~azimutes~~ son magnéticos.

Rumbos

VEASE CROQUIS AL REVES DE LA HOJA



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



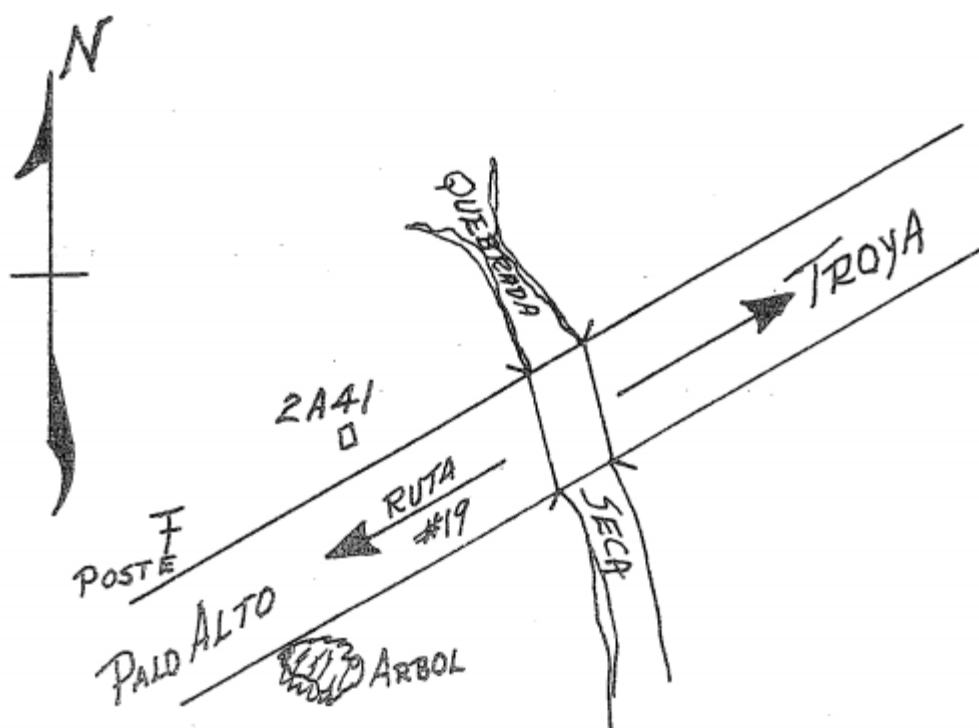
Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar





Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

PAIS Utopia	CARACTERÍSTICA DE LA MARCA Disco 9 cm. en hormigón cuadrado	DESIGNACION 2 A 41
PROVINCIA, ESTADO, O DEPARTAMENTO Jauja	ESTABLECIDA POR (ORGANIZACION) CCE-IAGS	ELEVACION (M)
MUNICIPIO, COMUNA, O CANTON TROYA	ORGANIZACION (FUNDIDA EN LA MARCA) IAGS	ORDEN (FINAL) (PRELIMINAR)
LÍNEA 2A SIDONIA-TROYA (1952)	ESTAMPADA 2 A 41 1952	DATUM

DESCRIPCION DETALLADA DEL PUNTO

Desde la Oficina de Correos en TROYA la marca se encuentra 8.1 millas al suroeste hacia PALO ALTO, a lo largo del costado oeste de la Carretera Estatal #19 (cascajo), a 7.3 metros del eje de la ruta. Es visible y sobresale 10 centímetros arriba del terreno. Desde el centro de un puente de madera de 4 metros de luz sobre un arroyo seco conocido como Quebrada Seca, 3.7 metros arriba del fondo, se encuentra con rumbo S65W a 29.6 metros; desde un árbol solo N10W a 18.2 metros; y desde un poste sin número de línea telegráfica N50E a 5.1 metros. El eje de la ruta adyacente a la marca es 0.2 metros más alto; a 30 metros noreste 0.1 metros más bajo; y a 30 metros suroeste 0.4 metros más alto.

(Ficticio. Ejemplo de sitio rural)

DESIGNADO (RECUPERADA) POR: **F. de Tal** ORGANIZACION: **IAGS** FECHA: **Marzo 1955**

MONOGRAFIA DE LA COTA FIJA

UAGS FORM 162 10 JUNE 55

CROQUIS

PAIS Utopia	CARACTERÍSTICA DE LA MARCA SGIA disco 9 cm. en tubo de hierro	DESIGNACION 2 A 23
PROVINCIA, ESTADO, O DEPARTAMENTO Jauja	ESTABLECIDA POR (ORGANIZACION) ICM-IAGS	ELEVACION (M)
MUNICIPIO, COMUNA, O CANTON Sidonia	ORGANIZACION (FUNDIDA EN LA MARCA) SGIA	ORDEN (FINAL) (PRELIMINAR)
LÍNEA 2A SIDONIA-TROYA (1952)	ESTAMPADA 2 A 23 1952	DATUM

DESCRIPCION DETALLADA DEL PUNTO

Desde la Plaza Bolívar en SIDONIA, el sitio se encuentra 9.1 millas al noreste hacia PALO ALTO, a lo largo de la Ruta Estatal #19 (cascajo), al costado oeste, 5.3 metros del eje, y aproximadamente 400 metros hacia el norte de una abrupta cresta en la carretera. No existen referencias cercanas, ni fotográficas. La región inmediata es llana y de poca vegetación. El disco sobresale 10 centímetros del terreno.

Sin
Croquis

DESIGNADO (RECUPERADA) POR: **F. de Tal** ORGANIZACION: **IAGS** FECHA: **Marzo 1955**

(Muestra de un sitio rural mal escogido donde no se dispone de referencias)

MONOGRAFIA DE LA COTA FIJA

UAGS FORM 162 10 JUNE 55



CAPITULO 3

TRABAJOS DE CAMPO

I. EQUIPO UTILIZADO EN NIVELACIÓN DE PRIMER O SEGUNDO ORDEN

La clase y marca de fábrica de los instrumentos y equipo varían de acuerdo con las existencias de la institución para la cual se trabaje. En seguida se da una lista del equipo necesario para una brigada que salga al campo a realizar trabajos de nivelación de primer o segundo orden:

—	1 nivel geodésico con funda
o caja protectora	
—	2 miras precisas con su caja
de protección	
—	1 cubierta de lona para el
instrumento	
—	3 niveles de mano
—	1 brújula
—	1 cinta métrica de 30 m.
—	2 sapos
—	2 estacas metálicas
—	2 martillos de 2 libras
—	1 paraguas
—	2 machetes
—	1 tabla con presilla de
tamaño 9" x 15"	
—	1 maquina calculadora de
mano	
—	1 máquina de escribir (no
indispensable)	
—	1 transportador
—	1 juego de reglas y
escuadras	
—	6 lápices de colores
—	Suficientes libretas de
campo (formulario 257)	
—	Suficientes formularios de
descripción	
—	Suficientes resúmenes de
nivelación (Formulario 203)	



- Suficientes formularios de notas de campo para descripción
- 2 limas
- 1 botiquín

II. ORGANIZACIÓN DE UNA BRIGADA DE NIVELACIÓN DE PRIMER O SEGUNDO ORDEN

En casos normales, una brigada de nivelación de primer orden consta del personal siguiente:

- 1 observador u operador
 - 1 anotador o secretario
 - 2 portamiras
 - 1 portaparaguas
 - 1 conductor de vehículo
- (cuando sea necesario)

Las características y obligaciones de la brigada de nivelación serán las siguientes:

OBSERVADOR: El observador, quien actúa también como jefe de la brigada, dirigirá la nivelación, hará las observaciones con el instrumento, y comprobará todas las anotaciones y cálculos de campo. El observador debe aprender el trabajo del anotador y viceversa, para que así puedan cambiar de trabajo cuando les sea conveniente.

Al instalarse el instrumento, el observador tendrá cuidado de seleccionar el lugar que proporcione el mejor sostén para el trípode. Debe tenerse especial cuidado al nivelar a lo largo de caminos asfaltados, particularmente en climas cálidos, debido a que las patas del trípode casi siempre se asientan durante la observación con el solo peso del aparato. Solamente debe utilizarse el trípode diseñado con especialidad para el instrumento, y el observador debe cerciorarse que todas las partes movibles estén bien ajustadas (en la caja del instrumento viene una llave de ajuste para este fin). Al conectar el nivel a la cabeza del trípode, debe apretarse moderadamente, solo lo suficiente para evitar que el instrumento se afloje al llevarse de una estación a otra. El apretar demasiado el eje conector causa tensión en la placa de la base del nivel, dando por resultado el desgaste de los tornillos para nivelar el aparato y la deformación de otras partes de la base. El observador se cerciorará de que las dos mitades de la burbuja tubular estén en perfecta coincidencia en el instante de tomarse la lectura de la mira. El observador deberá dar en voz alta, clara y sin titubeos, las lecturas de la mira para que el anotador no tenga dificultades para entenderlas. El observador debe tomar las lecturas en



forma consecutiva, sin demoras inexcusables. Sin embargo, no es menester hacerlo con demasiada rapidez. El observador acelerara el ritmo de su trabajo al moverse rápida mente de una estación a otra e instalar el aparato en forma rápida. Tan pronto como el anotador indique al observador que las lecturas concuerdan, (atrás y adelante), este dará la debida señal al portamiras trasero para que prosiga hacia adelante, levantara el instrumento, y lo cambiara a la estación.

ANOTADOR: el anotador debe tener todas las anotaciones de sus libretas de observaciones en forma clara, ordenada, legible, con todos los detalles exactos y completos. Debe ser rápido y exacto en todos sus cálculos aritméticos según se requiera para completar los registros del campo. El progreso de la brigada depende en gran parte de la rapidez y exactitud del anotador. El anotador debe estar alerta para informar al observador acerca de cualquier irregularidad, omisión o descuido antes de que se cambie el instrumento a la siguiente estación, a fin de evitar errores que a veces ocasionan una nueva recorrida de todas la sección.

PORTAMIRAS: El portamiras es tan importante como los demás miembros de la brigada. El individuo seleccionado para este trabajo debe estar bien adiestrado a fin de que desempeñe su trabajo con la mayor eficiencia posible. Un portamiras descuidado y olvidadizo puede ser la causa de muchos errores inexplicables tanto pequeños como grandes que se pueden evitar mediante adiestramiento y supervisión adecuados.

Debe inculcarse en la mente del portamiras la idea de tratar y considerar la mira como lo que en realidad es: un instrumento de precisión. La mira es tan importante como el nivel si se desea lograr un trabajo de primer orden.

Las partes más importantes de la mira son la faja de metal invar y el pie de apoyo. La tira del metal invar debe conservarse siempre limpia, y nunca debe manipularse innecesariamente o permitirse que este en contacto con la tierra. La parte inferior del pie de apoyo debe mantenerse limpia (sin polvo o algún otra materia pegajosa o extraña). Las miras deben examinarse con frecuencia para determinar si tienen defectos, especialmente en la base de soporte. De tanto usarse, a veces se afloja el pie de apoyo, y a veces se le desgaste poniendo una reglita de acero a lo largo de la base de la mira.

La mira debe manejarse con mucho cuidado, pues debido a su longitud se puede golpear con facilidad contra obstrucciones en la línea. Durante la nivelación, el portamiras debe cargarla unas veces por la agarradera, otras veces en el hombro con la cara hacia abajo, y otras veces en el hombro con la cara hacia arriba. Si una mira se lleva siempre en la misma posición horizontal, se torcerá ligeramente tomando la forma de un arco y afectando la precisión de sus graduaciones, con lo cual quedara anulado en gran parte el fin que se persigue con la calibración



apareamiento. Al viajar deben transportarse siempre las miras en sus respectivas cajas.

El portamiras tendrá cuidado especial de establecer sus puntos de apoyo bien firmes sobre el terreno, descansar el pie de la mira exactamente sobre el mismo punto para ambas visuales y mantenerla perfectamente vertical durante la observación con la ayuda del nivel circular montado en el reverso de la mira.

PORTAPARAGUAS: El hombre que lleva el paraguas para proteger el instrumento contra los rayos directos del sol, siempre debe mantener el instrumento sombreado, teniendo cuidado de no obstruir las operaciones ni la línea visual del observador. El portaparaguas es también un miembro importante de la brigada, y debe estar adiestrado para llevar a cabo las conversiones de metros a pies con rapidez y exactitud a fin de efectuar la comparación entre las lecturas del frente y reverso de la mira.

La conversión a pies de la lectura de la mira puede efectuarse mentalmente dentro de dos centésimos de pie en la forma siguiente: divídase la lectura métrica central por tres y réstese uno y medio multiplicado por el número de pies, expresado en centésimos de pie. Se da un ejemplo a continuación $28.01 / 3 = 9.33$ pies = $9.33 - (0.09 \times 1.5 = 0.14) = 9.19$ pies. Sin embargo esta conversión por lo general se efectúa mediante una tabla sobre una tarjeta.

III. ERRORES

En la nivelación de precisión hay fuentes de errores evidentes y otras de orden complejo difícil de determinar. La mejor manera de protegerse contra los errores es utilizar siempre equipo de alta precisión bien ajustado, usándolo en la forma prescrita.

Los errores, cualquiera que sea su naturaleza, ocasionan gastos adicionales, además de contratiempos antes y después de haberse encontrado, ya que a veces hay que recorrer la línea entera para localizar un error que hubiera podido evitarse si se hubiesen tomado todas las precauciones necesarias en las operaciones de campo.

Uno de los errores más frecuentes, especialmente en terreno accidentado, es la lectura errónea de la mira. Para evitar este tipo de error, debe ejercerse el mayor cuidado en la lectura en el reverso de la mira y en su comparación con la lectura en el frente de la mira. No deberá moverse el instrumento hasta que ambas lecturas concuerden dentro de los límites deseados de uno o dos centésimos de pie. Si la discrepancia es mayor y persistente, entonces debe investigarse minuciosamente y corregirse.

Otro error común es la transposición de anotaciones correspondientes a vistas atrás y adelante, y para evitarlo el observador debe indicar, y el anotador repetir,



en voz alta: “vista adelante”, según el caso, teniendo en cuenta que la mira num. 1 siempre se lee primero. En líneas nivelaciones en una sola dirección, debe tenerse siempre el mayor cuidado posible a fin de evitar transposiciones de lecturas, ya que si no se efectúa una re nivelación, no hay medio de descubrir cualquier error que se haya cometido.

La refracción en las pendientes se convierte en un obstáculo serio en la eliminación de errores sistemáticos. En la nivelación de una pendiente aguda probablemente surgirán diferencias entre la refracción de las vistas de atrás y adelante. La refracción es mayor en la vista más próxima al suelo, por cuya razón no debe tomarse lecturas en los dos decímetros del extremo inferior de la mira.

1. ERRORES SISTEMÁTICOS Y ACCIDENTALES

Con un instrumento de gran precisión del tipo del nivel wild III, con los niveles de plomado de las miras bien ajustadas, y con apoyo firme para las miras, no debería existir fuente de error sistemático en el promedio de las corridas adelante y atrás en una línea de nivelación, si se hacen las observaciones de acuerdo con las instrucciones generales y otras estipulaciones de este manual. Sin embargo, los errores de cierre en los circuitos muestran que no se han eliminado completamente los errores sistemáticos, y las divergencias entre las corridas adelante y atrás en líneas de nivelación de doble recorrido indican claramente que existe cierto error sistemático en una sola línea, adelante o atrás, aunque el promedio de las dos se aproxime al valor verdadero.

En el párrafo 33 de las Instrucciones Generales y en este manual, siempre que se hace referencia a la posición de la burbuja del nivel durante las observaciones, se instruye al observador que mantenga la burbuja constantemente en el centro del nivel: Cualquier observador que haya usado una burbuja sensible bajo las condiciones que prevalecen en el trabajo de campo sabe lo difícil que es mantener esta posición ideal de la burbuja sin perder mucho tiempo para lograrlo.

La burbuja puede centralizarse fácilmente mediante la ruedecilla del micrómetro y mantenerse en esta posición hasta comenzar la lectura de la mira; sin embargo, frecuentemente sucede que el observador, al comprobar la posición después de efectuar la lectura de los 3 hilos sobre la mira, la encuentra un poco fuera del centro. Si este movimiento de la burbuja es pequeño, no es de gran importancia. Un cambio de 0.1 de división en la posición de la burbuja cambiará la lectura de la mira en aproximadamente 0.1 mm en una vista con distancia de 100 metros. Puesto que este movimiento puede ser en cualquier dirección, el efecto es en gran parte accidental.

No se propone sugerir que se podría obtener nivelación de la precisión requerida mediante un desplazamiento intencional de la burbuja; pero si ocurre un movimiento de la burbuja durante la observación, el observador debe saber cuánto



movimiento se puede permitir y cuando se requerirá renivelar y repetir las lecturas de la mira. Si se llega a notar alguna relación entre el movimiento de la burbuja y la acumulación de corridas adelante y atrás, o porcentaje de recorridas, el límite permisible de movimiento de la burbuja deberá modificarse.

Los errores accidentales ocurren en cualquier método de operación, y por lo general aumentan en proporción según aumente en rapidez el progreso del trabajo. En el Servicio Geodésico Interamericano se instruye a los observadores que realicen la mayor cantidad posible de nivelación de cierto orden de precisión (según indique la concordancia entre las dos mediciones separadas de cada sección de una línea a los cierres de circuito en redes de corrida sencilla) más bien que una cantidad menor de nivelación de mayor precisión. Efectúan vistas de la mayor longitud que permitan las condiciones atmosféricas, hasta el máximo prescrito de 150 metros. Las principales fuentes de error accidental parecen ser la lectura de las graduaciones en décimos de centímetro de la mira, y la refracción vertical variable en las vistas adelante y atrás. Otra fuente de error (probablemente del todo accidental en el sistema de nivelación prescrito) es la inercia del líquido en el tubo del nivel. El observador debe centralizar la burbuja en el tubo y esperar unos segundos para ver si se mueve a otra posición. Si se mueve fuera de la posición central, es necesario centralizarla de nuevo antes de efectuar las lecturas de la mira. El reenfoque de la imagen de la mira entre las dos vistas en una estación de instrumento puede resultar en un error, mayormente accidental y probablemente causado por un cambio en relación entre el eje de la burbuja y la línea de colimación.

Los niveles del tipo del Wild N III, que no se pueden girar al rededor del eje del anteojo como se hace con los niveles de "wye", hay que colimarlos en el taller antes de armarlos, y el ajuste de colimación no puede comprobarse fácilmente en el campo. Para comprobar la colimación del anteojo es necesario sacarlo de la caja en que gira y colocarlo sobre un par de horquetas en un pedestal de comprobación, donde pueda girarse alrededor de su eje longitudinal y comprobarse por medio de un colimador o una señal lejana.

Cuando se repara en el taller el anteojo de un nivel geodésico, se ajusta y se comprueba para asegurar que no exista error de colimación antes de rearmarlo, y por lo general el anteojo conservará bien su ajuste de colimación. Sin embargo, un golpe fuerte al transportarlo o cuando se esté usando puede alterar el ajuste de colimación y causar dificultades serias en el campo.

Si el desajuste de colimación del instrumento es suficientemente grande, se puede verificar de la siguiente manera. Se monta el instrumento y se nivela, aunque sea aproximadamente. Se apunta hacia una mira lejana y se enfoca claramente. Luego, por medio de la ruedecilla de enfoque, se mueve todo el conjunto del ocular y el retículo un poco adelante y atrás del punto de enfoque. Si los hilos del retículo



parecen deslizarse hacia un lado y otro de la mira al girar la ruedecilla, esto indica que el instrumento verdaderamente necesita un reajuste de colimación y debe devolverse al taller para que lo compongan.

Cuando sea necesario seguir usando un instrumento en desajuste hasta que se pueda obtener otro para reemplazarlo, se debe tener cuidado de colocar el instrumento a medio camino exactamente entre las miras en cada estación de instrumento, o lo más cerca posible de este punto, de modo que no se requiera cambiar el enfoque del antejo entre las dos vistas de una sola estación.

El párrafo 25 de las Instrucciones Generales se refiere a la acumulación de discrepancia o divergencia entre las elevaciones que se anotan en las corridas adelante y atrás (B-F) en una línea de nivelación. Por lo general no se efectúan ambas corridas durante un mismo medio día, pero el intervalo entre ellas rara vez excede de una semana.

La experiencia ha mostrado que cuando una nueva brigada comienza la nivelación de una línea, el valor de la discrepancia entre las mediciones adelante y atrás (B-F) en milímetros por kilómetro tiende a ser considerable, pero que después de los primeros 20 kilómetros, más o menos, comienza a disminuir. Unos 0.25 mm por kilómetro constituye un buen valor según progresa la nivelación, generalmente disminuyendo hacia el fin de la línea. Si la discrepancia tiende a ser de un solo signo (más o menos) es necesario observar, estudiar, y si es posible contrarrestar la tendencia.

El cálculo de oficina no debiera influir sistemáticamente en el valor de B-F ni en una dirección ni en otra. Las dos correcciones principales por el largo de la mira y por la temperatura generalmente son casi iguales en las líneas adelante y atrás, y por lo tanto no alteran notablemente la divergencia entre las corridas adelante y atrás (B-F).

No se conocen los efectos del sol, el grado de la inclinación de la línea la temperatura media, y el acimut de la línea sobre la acumulación de divergencia en las corridas (B-F). Por esta razón se han diseñado los métodos de observación con el fin de eliminar estos efectos, o cuando menos, de reducirlos mediante la especificación de que las corridas adelante y atrás se deberán efectuar bajo condiciones diferentes. En la mayoría de los casos se ha establecido que la rápida acumulación de divergencia se debe a las costumbres de los portamiras o a los métodos de apoyar las miras.

Cuando la acumulación sea considerable, el observador deberá hacer algunos experimentos, como por ejemplo:



(1) cuando se esté tirando una línea a lo largo de una vía férrea, usar sapos como puntos de cambio por unas cuantas millas;

(2) reemplazar a los portamiras;

(3) exigir que los portamiras busquen la manera de mejorar los métodos de apoyar las miras, y especialmente, que tengan mucho cuidado de colocar la mira en el punto más elevado del espigón y de evitar ejercer demasiada presión sobre la mira, ya sea apoyándose en ella, o al reforzarla contra el viento, y

(4) cambiar el programa de corridas; es decir, en lugar de hacer las corridas adelante por la mañana y atrás por la tarde, tirar las corridas atrás por la mañana y adelante por la tarde.

El observador debe estudiar luego la relación entre la acumulación de B-F y: primero, cada uno de los cambios que se hayan realizado; segundo, el tiempo; tercero, cambios en la índole del balasto; y cuarto, cambios en el grado de la vía férrea. Estos esfuerzos probablemente resultarán en la localización de la fuente del error, o si no, terminará la acumulación aunque no se descubra la causa.

No se cree que las discrepancias acumuladas de mayor proporción puedan surgir de un error sistemático en la lectura de las miras, especialmente cuando se trata de nivelación del tipo especificado en las Instrucciones Generales (párrafo 34), en la cual se lee primero la vista atrás en estaciones de número impar, y en las demás, se lee la vista adelante primero. Esto resulta en un procedimiento simétrico en lo que concierne al observador. El objeto primordial de este detalle del programa es eliminar de las elevaciones calculadas el resultado de cualquier tendencia sistemática del instrumento de inclinarse hacia arriba o abajo, y balancear los efectos de refracción variable.

Existe la posibilidad de que la refracción en líneas de grado pronunciado produzca una discrepancia acumulada. Si las condiciones con respecto a la refracción fueran idénticas en las dos corridas de una línea, no resultaría divergencia por causa de refracción; pero lo probable es que la refracción en la vista más alta sea diferente de la refracción en la vista más baja, y que esta diferencia cambie durante el día según varíen las temperaturas relativas de la tierra y del aire. La refracción en la vista más alta (hacia arriba) sin duda será diferente por la mañana, cuando sube la temperatura, de lo que será por la tarde cuando cae la temperatura; mientras que la vista más baja (hacia abajo) que se eleva bastante sobre la superficie del suelo, no variará tanto de mañana a tarde. Por consiguiente, si el observador sistemáticamente tira las corridas adelante por la mañana y atrás por la tarde, la refracción puede causar una acumulación de B-F. En este caso, al invertir el orden del programa y nivelar las vistas atrás por la mañana y adelante por la tarde, debe



resultar un cambio en el signo de la discrepancia. Además, aunque no se cambie el programa, deberá ocurrir un cambio de signo después de pasar una cima o el punto más bajo de un valle.

No parece posible que una gran discrepancia acumulada se deba a errores causados por la diferencia en apariencia entre las miras, ni tampoco porque una esté más bien iluminada que la otra; pero si tal es el caso, el cambio de programa de adelante por la mañana y atrás por la tarde a lo contrario debiera cambiar el signo de discrepancia. Si la discrepancia se debe a la apariencia de las miras, no aumentará en las porciones de la línea que se corran en ambas direcciones en día nublados, y el cambio de programa probablemente no dará resultado en una línea en dirección norte-sur.

Una prueba similar a la anterior también podrá emplearse para comprobar si la acumulación se debe a una tendencia de la burbuja de deslizarse hacia la fuente del calor -- el sol.

En relación con lo anterior, se debe mencionar que al nivelar en túneles o en otros lugares tan oscuros que se tenga que iluminar la burbuja con luz artificial, la luz debe ser difusa. Se ha demostrado que en los tubos de nivel del tipo que se usa en el nivel geodésico Wild N III, se puede causar un movimiento considerable de la burbuja simplemente al correr el rayo de luz de una linterna eléctrica de enfoque de dos celdas de un extremo al otro de la burbuja. Esta dificultad se puede evitar casi totalmente si se colocan dos o tres capas de papel de seda sobre el extremo de la linterna de enfoque, sujetándolas con una liga de caucho, para difundir la luz de modo que no se concentre en un área pequeña.

A continuación se citan- dos casos de gran acumulación de discrepancia entre las dos corridas de una línea:

(1) Una sección de la línea desde Ogden, Utah, hasta Pocatello, Idaho, en la cual ocurrió una discrepancia de 63.4 milímetros en 138.4 kilómetros, a razón de 0.46 mm por kilómetro.

(2) En la línea Red Desert CLAzusa, Wyoming, se encontró una discrepancia acumulada de 89.1 milímetros en 170.4 kilómetros de línea, ó 0.52 mm por kilómetro.

Si la discrepancia acumulada se debe a un error sistemático causado por la dirección de la corrida, es probable que este error con signos diferentes en las dos corridas, casi se elimine en el promedio de las dos corridas.

Si hay un error sistemático en una línea por haberse corrido por la mañana y es del mismo valor, pero con signo diferente del error sistemático en la misma línea, causado por haberse efectuado la corrida por la tarde, entonces, si no existiera otra fuente de error, habrá una diferencia entre las dos líneas igual al doble del error



sistemático en una sola línea, pero el promedio no llevará este error. Ahora, si la mitad de la línea se tira adelante por la mañana y la otra mitad se tira adelante por la tarde, y si las corridas atrás se hacen la mitad por la mañana y la mitad por la tarde, la diferencia en elevación de los extremos de la línea de cada una de las dos corridas no contendrá el error sistemático, y resultara la misma diferencia en elevación en los dos extremos de la línea. Se puede decir con bastante seguridad que en lo que se refiere a los errores causados por las corridas de mañana o de tarde y por la dirección en que se corrió la línea, la cantidad de discrepancia acumulada no es una indicación de la magnitud del error sistemático que pueda existir en la línea, puesto que los errores sistemáticos en cada corrida adelante y atrás que resultan de estas causas, pueden acumularse o eliminarse mutuamente mediante un cambio del programa, sin alterar la diferencia en elevación que se indica en el promedio de las dos líneas.

Al efectuar ciertas observaciones astronómicas que requieren precisión rigurosa, se ha determinada que la mayoría de los observadores tienen una ecuación personal en la bisección de los astros con el hilo. A esto se llama “error de bisección” (o de contacto). Se puede eliminar del resultado mediante el uso de un prisma de inversión, que invierta la imagen formada en la retina del ojo, de modo que la mitad de las observaciones se hace en cada una de las dos posiciones. Sin duda que algunos observadores comentarán un “error de cálculo” al leer las fracciones de división en las miras de nivelar, pero como se supone que el mismo error se cometerá en las lecturas de ambas miras, adelante y atrás, estos errores no alterarán los resultados. Puede suceder, sin embargo, que el “error de cálculo” en una mira iluminada por los rayos directos del sol sea diferente del error en una mira con la cara en la sombra. Esta situación puede ser una de las causas o la única causa de acumulación de diferencia (B-F) entre las corridas adelante y atrás de una línea cuando una corrida se hace todo hacia el sol y la otra en dirección contraria. El efecto de este error (si existe) probablemente se eliminará con el promedio de las dos corridas cuando la dirección de la líneas sea oeste - este, pero no cuando la línea se aproxime más a norte - sur que a este - oeste. Cuando se requiera precisión rigurosa, puede ser conveniente usar un prisma de inversión en el nivel y hacer las lecturas de la mira en ambas posiciones del prisma.

Luego que el observador haya tomado todas las precauciones posibles para eliminar los efectos de los errores sobre las elevaciones de una línea, generalmente se encontrará que el error de cierre del circuito o los circuitos relacionados con la línea es mayor de lo que se puede atribuir a errores meramente accidentales. Habrá algunos errores sistemáticos en la nivelación que alterarán el promedio de la corridas delante y atrás, aunque el instrumento este perfectamente bien ajustado, las constantes de las miras estén determinadas con precisión, y el apoyo de las miras sea completamente satisfactorio, y aunque se hayan efectuado las dos



corridas en diferentes días y bajo condiciones atmosféricas diferentes en cuanto a la subida y bajada de la temperatura.

2. ERRORES CAUSADOS POR LAS CONDICIONES ATMOSFÉRICAS

Por lo general haya algo de error sistemático en una sola corrida de una línea, dependiendo la magnitud y el signo del error de la dirección de la corrida con respecto al sol, la hora del día, el movimiento del aire, o posiblemente de las tres causas combinadas. Algunos observadores han determinado que las dos corridas de una sección en un día o días claros recuerdan mas bien entre si cuando sopla el viento que cuando hay poco viento o calma. Esto probablemente se debe al hecho de que cuando el aire se mueve, la temperatura tiende a ser uniforme a través de las capas de la atmosfera que atraviesa la línea visual, lo cual resulta en mayor uniformidad de refracción en las vistas adelante y atrás.

Con excepción de los errores del instrumento o de observación, los errores que pueden alterar una sola corrida de manera sistemática pueden neutralizarse al igual que los errores accidentales, con solo efectuar la segunda corrida bajo condiciones opuestas. Por ejemplo, si la primera corrida se efectuó por la mañana con temperatura ascendiente y el sol al Este, la segunda medición debe hacerse por la tarde con la temperatura descendiente y el sol al Oeste. Esto no importa en días nublados, porque se opina que los errores sistemáticos a causa de las condiciones atmosféricas son insignificantes en días nublados.

Es posible que resulte un error en el promedio de las dos mediciones de una sección cuando una corrida se haga en día claro y la otra en día nublado, pero sería difícil probar que esto sucede, puesto que cualquier error sistemático en una sección corta de una línea (digamos 1 kilometro) será muy pequeño en comparación con los errores accidentales.

3. ERRORES SISTEMÁTICOS EN DECLIVES

Se opina que hay mayor posibilidad de que ocurran errores sistemáticos en declives pronunciados si se hacen las observaciones cuando la temperatura de la superficie del suelo es diferente de la temperatura del aire. Si la temperatura del aire es uniforme, o si varía con uniformidad de acuerdo con la altura sobre el nivel medio del mar, la densidad de cualquier capa de aire a cierta elevación sobre el nivel del mar será igual en toda la capa. Se puede considerar que los efectos de la presión barométrica y de la condición higrométrica de la atmosfera en diferentes puntos dentro de la distancia en consideración (300 metros entre las dos miras) no causaran diferencia de densidad dentro de la capa. Cuando existe esta condición de temperatura uniforme, o de variación uniforme de temperatura de acuerdo con la elevación sobre el nivel del mar, la refracción será igual en las vistas delante y las vistas atrás, siempre que sean de la misma distancia. Pero cuando el aire y la superficie del suelo tengan diferentes temperaturas, la capa de aire en contacto con



la superficie del suelo asumirá una temperatura casi igual a la del suelo, y por consiguiente la densidad del aire tenderá a variar de acuerdo con la distancia de la superficie del suelo, y no con la elevación sobre el nivel del mar. (Esto se aplica por supuesto, solamente a una corta distancia del suelo, digamos 1 o 2 metros), si el terreno es plano, no habrá diferencia en la cantidad de refracción en las dos vistas; pero si el terreno es inclinado, la vista hacia arriba pasará a través de capas de aire de diferentes densidades, mientras que la vista hacia abajo, pasará por aire en un estado normal con respecto a la densidad. El efecto de la refracción en la lectura de la mira en la vista arriba será un signo si la superficie del suelo está más fría que el aire, y del signo opuesto si la superficie del suelo está más caliente que el aire. Estos errores sin duda son más pequeños cuando el viento sopla y se mueve el aire. En días nublados se supone que la temperatura del aire y la de la superficie del suelo son casi iguales, y por lo tanto el error por refracción en una inclinación no será tan grande como de un día claro. En un día claro la refracción debe ser mínima durante varias horas al medio día cuando la temperatura del aire y de la superficie del suelo son casi iguales, y máxima por la mañana y al atardecer, pero deberá tener signos opuestos durante estos dos últimos periodos.

Como se dijo anteriormente, este error de refracción no debe existir cuando el terreno sea plano o casi plano y las vistas adelante y atrás en la estación sean de la misma distancia. Deberá ser máximo en inclinaciones pronunciadas, cuando la línea de vista arriba se aproxime demasiado al pie de la mira. Para disminuir este error de refracción no se debe permitir que la línea visual se acerque demasiado al nivel del suelo. Es imposible determinar por adelantado hasta qué punto se podrá leer la mira con seguridad, pero se opina que si la lectura del hilo inferior es más de 20 centímetros sobre el nivel del suelo, se evitará la mayor parte de la dificultad.

IV. PROCEDIMIENTOS DE OBSERVACIÓN Y REGISTRO

La dirección de la brigada y los procedimientos en el campo dependen principalmente de la ruta de la nivelación, los medios de transporte disponibles, la precisión requerida y el nivel de adiestramiento del personal de la brigada. Los métodos convenientes para trabajar a lo largo de las carreteras, caminos y senderos se describen en los siguientes párrafos.

En lugar de referirse a las miras por su número de serie, se acostumbra designar una mira como mira número 1 y llamar al portamira que la carga “portamiras número 1”. La otra se denominará mira número 2 y al que la lleva “portamiras número 2”. Las miras retienen sus designaciones respectivas durante toda la temporada de nivelación, o hasta que se reemplacen con nuevas miras; pero la designación de los portamiras puede cambiar de número 1 a número 2, y viceversa, a cualquier hora que sea conveniente. La mira 1 siempre se lee primero en cada punto de estación. Las designaciones mira número 1 y mira número 2 no

deben confundirse con mira de adelante y mira de atrás. La mira 1 es siempre número 1, pero funciona alternativamente como mira de atrás y mira de adelante en las estaciones sucesivas. Puesto que la mira 1 siempre se usa para la primera vista atrás del día, resulta que siempre se lee primero la vista atrás en los puntos de estación de número impar y en los puntos de estación de número par se lee primero la vista de adelante.

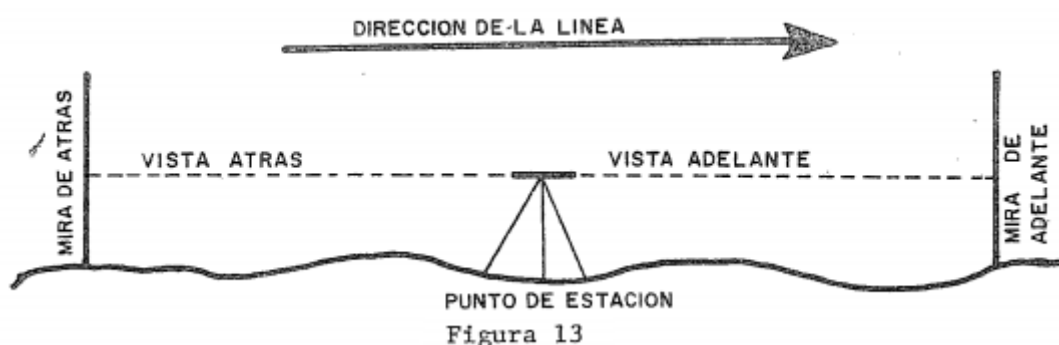


Figura 13

El sitio donde se coloca el instrumento se llama punto de estación. La mira que se encuentra atrás, de acuerdo con la dirección que sigue la línea, se llama mira de atrás y la otra se denomina mira de adelante; los puntos donde se ponen las miras se llaman puntos de cambio (véase la figura 13). Al pasar el instrumento al segundo punto de estación, la mira de delante de la primera estación permanece en su sitio, convirtiéndose automáticamente en mira de atrás para la segunda estación, y la mira de atrás de la primera estación se traslada hacia adelante para convertirse en mira de delante de la segunda estación (véase figura 14), y así sucesivamente, avanzando las miras por turnos hasta el fin de la línea.



Figura 14

Para comenzar la nivelación desde una marca de cota fija, se pone en estación el instrumento, generalmente a la derecha del camino mirando hacia la marca, a una distancia que dependerá de las condiciones de observación. El portamiras número 1 coloca su mira sobre la marca de cota fija y el portamiras número 2 se adelanta a un punto a una distancia del instrumento igual a la distancia desde el instrumento hasta la mira 1. Marca el punto con tiza, clarión, o cualquier otro material y coloca su mira, mientras el observador nivela su instrumento.



El instrumento se monta de modo que los extremos inferiores de dos de las patas quedan en línea paralela al camino, con la tercera pata más alejada del camino y sobre una línea bisectriz perpendicular a la línea entre las otras dos.

La nivelación del instrumento en el punto de estación se efectúa primero en forma aproximada con la burbuja del nivel esférico que se encuentra a un lado de la caja del anteojo, y luego se perfecciona con el nivel cilíndrico. La ruedecilla del micrómetro se fija en el punto de inversión obtenido anteriormente (véase Capítulo 2, III, 3c), o sea en la posición requerida para que la línea visual gire en un plano horizontal cuando el instrumento esté nivelado. Se voltea el anteojo en ángulo recto al cambio. Se centra la burbuja del nivel esférico y se perfecciona el ajuste en línea perpendicular al camino, centrando la burbuja del nivel cilíndrico por medio del tornillo nivelador, que ahora se encontrará bajo el ocular del anteojo. Se gira el anteojo hasta que esté paralelo al camino, apuntando hacia la mira 1, y se perfecciona el ajuste en esta dirección, usando los dos tornillos niveladores que se encuentran en línea paralela al camino. Así el anteojo se encontrará casi en posición para leer la mira 1, y se facilitará al observador alzar el instrumento para trasladarlo después de leer la mira 2. Si se sigue este método se reducirá el número de movimientos separados requeridos por parte del observador y, por consiguiente, se reducirá a un mínimo el tiempo requerido en cada estación. Además, se reduce el riesgo de que se lea la mira 2 primero, puesto que no le parecería natural al observador.

Para efectuar las lecturas de la mira, el observador enfoca el anteojo en la mira 1, comprobando la ausencia de paralaje entre la imagen y el retículo mediante un movimiento del ojo. La paralaje es causa de una gran parte de los errores accidentales, y por el observador debe hacer todo lo posible para evitarla, no solo al comenzar las observaciones del día, sino durante todas las observaciones.

Las lecturas de la mira se deben efectuar solo cuando el hilo vertical esté sobre la mira, entre la faja invar y el borde de la mira. No debe estar el hilo vertical sobre la faja invar porque estorbaría en las lecturas, pero si debe mantenerse tan cerca de la faja como sea posible (véanse las figuras 15 a 18). El observador perfecciona la centralización de la burbuja principal por medio de los tornillos niveladores. Luego lee la proyección de los tres hilos horizontales del retículo sobre la cara de la mira, comenzando con la lectura mayor (hilo inferior del instrumento), calculando hasta el milímetro más cercano. Estas lecturas de la mira se hacen en voz alta y clara, y el anotador las registra. En el breve intervalo antes de comenzar las lecturas del lado inverso de la mira, el observador examina la burbuja principal para asegurarse de que continúe centrada. Si lo está, sigue con las lecturas; si no, vuelve a centrarla y lee el lado inverso de la mira, en voz baja, de modo que solo el anotador y el portaparaguas le oigan; y luego señala al portamira que voltee la cara de la mira nuevamente hacia el instrumento. Lee de nuevo la cara de la mira, y si la centralización de la burbuja principal ha ocasionado lecturas diferentes de las que

se habían leído y anotado anteriormente, se cambian las anotaciones. Se examina una vez más la burbuja, si continúa centrada, y si el anotador y el portaparaguas informan al observador que las lecturas concuerdan dentro de dos milímetros, y si la lectura del lado inverso de la mira concuerda con la lectura del hilo medio en la cara de la mira, se señala al portamiras que se traslade adelante al siguiente punto de la mira.

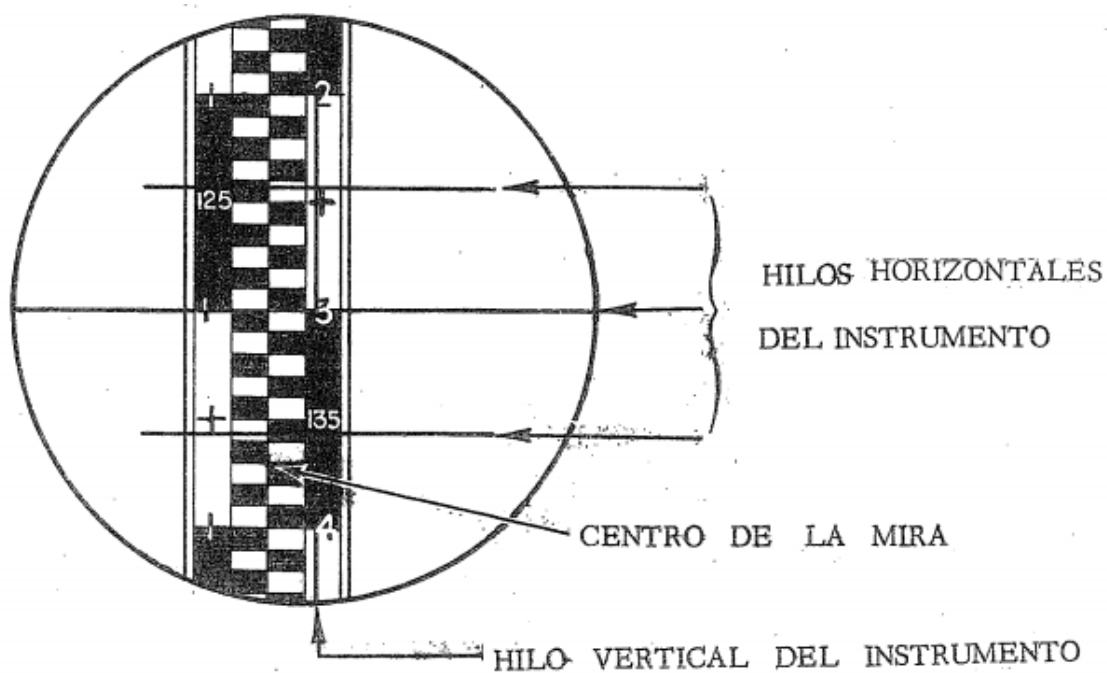
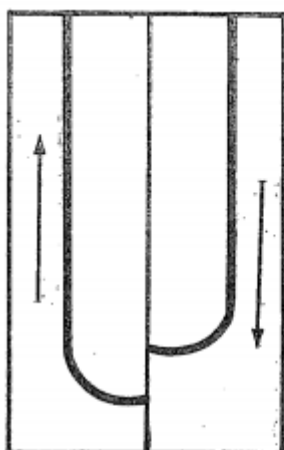


Figura 15



Burbuja del nivel y
tornillo de basculamiento fino



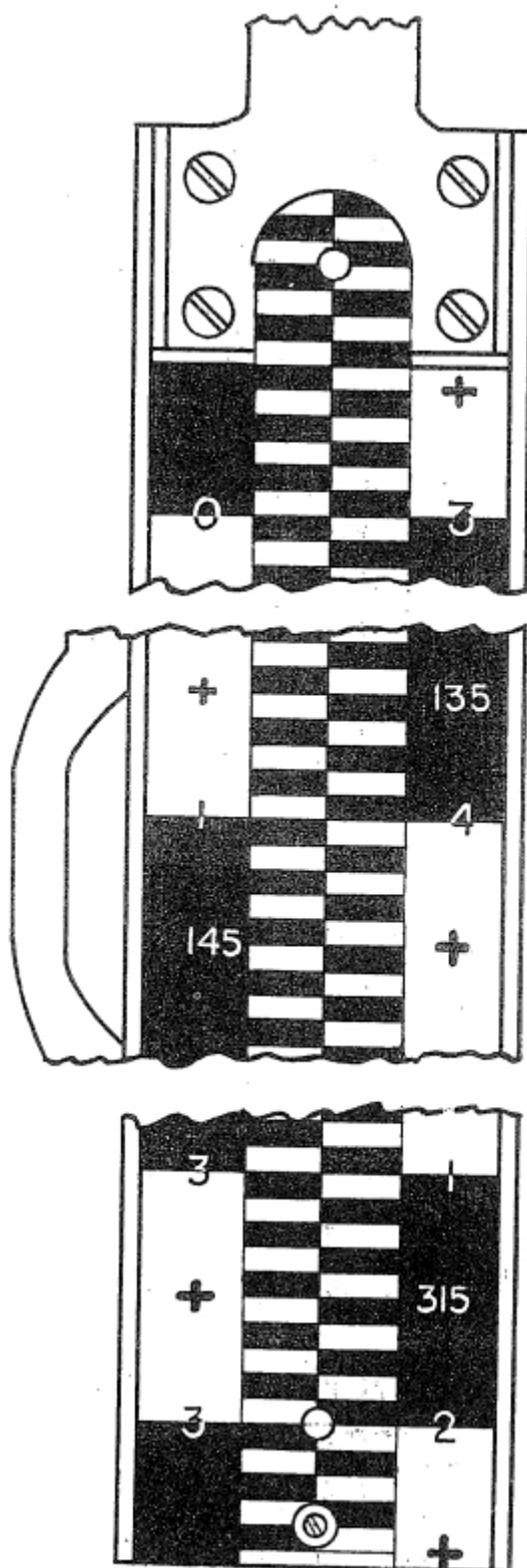


Figura 16

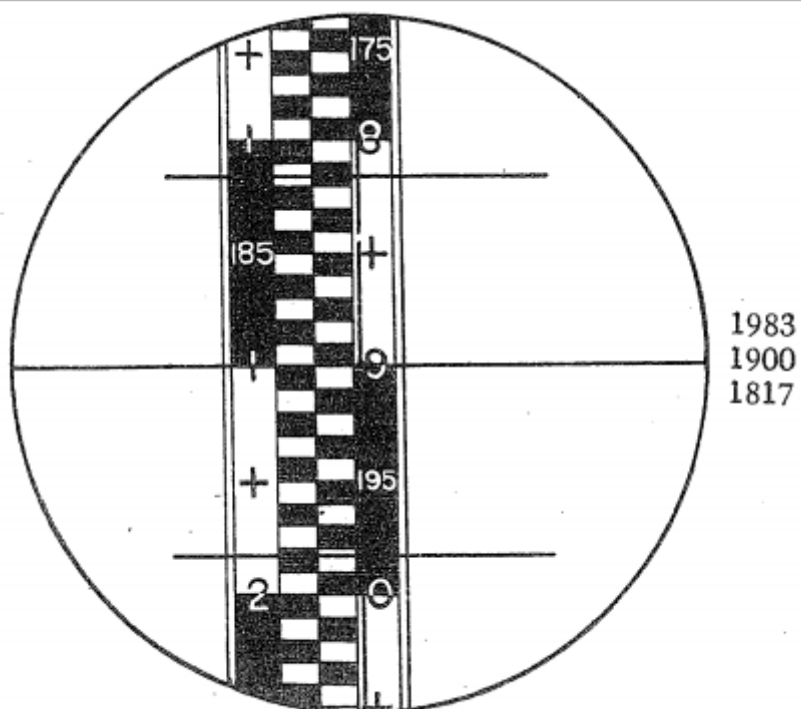


Figura 17

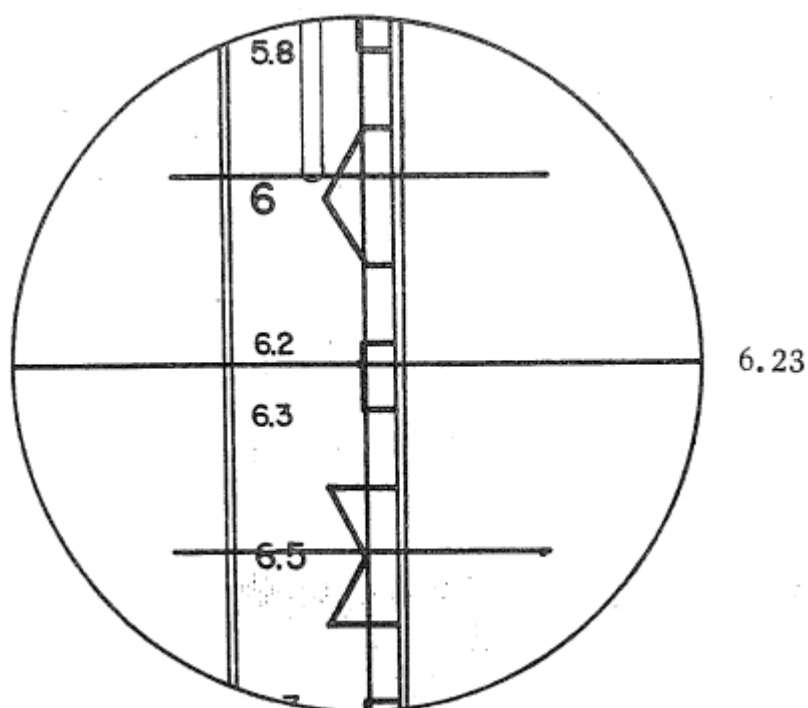


Figura 18



El portamira número 2, al ver que se va a leer su mira, ajusta el aplomo en su punto de cambio. Se lee la mira número 2 y se comprueba como describió anteriormente para la mira número 1.

Al acercarse el portamira número 1 al instrumento, se le informa a qué distancia en pasos deberá emplearse para el siguiente juego de vistas. El portamiras sigue adelante, y al pasar por el punto donde se encuentra la mira número 1 comienza a contar los pasos. A la distancia convenida marca el punto que será el siguiente punto de estación, y continúa adelante el mismo número de pasos a su nuevo punto de cambio, donde prepara su mira para la próxima observación.

En cada estacione el anotador y el observador deben comprobar que la lectura del lado inverso de la mira concuerde con la lectura del hilo medio en la cara de la mira. Para esto conviene proporcionarle al portaparaguas una escala o tabla de conversión de metro a pies. Al oír la lectura del hilo medio de la cara de la mira, el portaparaguas puede convertirlas en pies; luego cuando el observador lea el hilo medio, si la lectura y la conversión concuerdan dentro de uno o dos centésimos de un pie el portaparaguas contesta “check”. Si la lectura del lado inverso no concuerda con la conversión de la lectura métrica dentro de este límite, debe contestar “no”, y se debe investigar la razón inmediatamente, antes de seguir con la nivelación. Puesto que el lado inverso de la mira se lee principalmente para asegurar que no se cometan errores grandes, no se considera necesario que las lecturas concuerden dentro de un centésimo; sin embargo, cuando las lecturas del lado inverso de la mira tiendan repetidamente a no concordar con las conversiones de las lecturas métricas dentro de dos centésimas de un pie, la razón debe determinarse y si es posible, corregirse.

Antes de mover el instrumento, el anotador calculará, en cada punto de estación, la suma de los intervalos de la vista adelante y la vista atrás, para asegurarse de que no exista una diferencia mayor de 10 metros. Si se excede este límite, se ajustaran las distancias entre el instrumento y las miras de modo que las distancias visuales sean iguales, y si observará de nuevo la estación. El anotador también llevará la suma total de los intervalos de todas las vistas adelante y atrás. Esta diferencia acumulada no excederá de 20 metros. Al terminar en cada punto de estación, el anotador informará al observador sobre la diferencia entre las sumas de intervalos, y en la siguiente estación el observador ajustara la distancia visual de modo que se reduzca esta diferencia. Por ejemplo: el anotador avisa al observador que las vistas adelante son 6 metros más largos que las vistas de atrás. En la siguiente estación el observador montará su instrumento 3 metros más adelante del punto marcado por el portamira, con el fin de igualar las distancias.

El instrumento se protege contra los rayos directos del sol, no solo durante las observaciones, sino también al transportarlo. El portaparaguas debe caminar a lado del observador para mantener el instrumento bajo la sombra del paraguas.



Lo anterior ha sido una explicación del procedimiento que se debe seguir en el primer punto de estación del día. Se procede igualmente en cada punto de estación, excepto que la vista adelante siempre se lee primero en estaciones de número par, y en las estaciones de número impar se lee primero la vista atrás (véanse las figuras 13 y 14).

Al hacer la conexión con la marca de cota fija al fin de una sección, generalmente resulta necesario emplear una distancia visual diferente a las anteriores. El portamiras que vaya a ocupar la marca de cota fija debe contar los pasos hasta la marca, luego retroceder a media distancia y marcar el último punto de estación de la sección.

La línea visual debe alejarse lo más posible de objetos que pudieran estorbarla, y el portaparaguas debe tener cuidado de que el paraguas no impida la vista.

Los párrafos 20 y 21 de las instrucciones generales especifican la tolerancia permisible entre la corrida de ida y la de regreso, o cuando sea nivelación de segundo orden de una sola corrida, en el cierre del circuito. Los párrafos 2 y 3 de las instrucciones generales especifican las tolerancias para las comprobaciones al principio o al fin de la línea y en empalmes a lo largo de la línea. Estas especificaciones deben seguirse rigurosamente y en ningún caso se aceptará sin renivelación una divergencia en exceso del límite especificado, aunque el exceso parezca insignificante.

Se suministrarán al jefe de la brigada descripciones de estaciones de triangulación que existan cerca de la ruta especificada en las instrucciones especiales del proyecto, junto con un bosquejo de la red de triangulación. Durante el progreso del trabajo, la brigada nivelará líneas ramales a cualquier estación de triangulación a la cual se pueda llegar sin dedicar más de medio día a este trabajo. Al efectuar un enlace con una estación de triangulación, la nivelación también debe pasar por las marcas de referencia y de acimut, si existen tales marcas y si se puede hacer esto sin que la nivelación adicional se lleve más del medio día especificado anteriormente.

No se intentará efectuar enlaces con marcas subterráneas de las estaciones de triangulación. Debe tenerse mucho cuidado al anotar las designaciones, al escribir las descripciones y al registrar las anotaciones de la nivelación al grupo de marcas de una estación de triangulación, de modo que no pueda resultar confusión con respecto a las elevaciones de las marcas.

Cualquier línea ramal que se nivele para efectuar un enlace con una estación de triangulación será, desde luego, de doble corrida, y los límites de comprobación entre la corrida de ida y la corrida de regreso serán de acuerdo con el orden de precisión de la línea principal desde la cual se nivele la línea ramal.



Cuando se nivele a lo largo de la costa o cerca de un estuario de mareas, o cuando se encuentren grupos de marcas de referencia de marea en la ruta de nivelación, o cerca de ella, la nivelación debe pasar por todas las marcas de referencia de marea recuperables. Se debe hacer conexión con el mareómetro, si existe uno y si es posible efectuar la nivelación. Se suministrarán al jefe de la brigada descripciones de marcas de cota fija en estaciones de marea que se encuentren cerca de la línea de nivelación del proyecto.

V. ANOTACIONES Y APUNTES DE CAMPO

Toda nivelación de primer o segundo orden se anota con preferencia en el formulario 257 del USC&GS. Los apuntes se hacen en tinta negra o azul-negra y deben ser nítidos y completamente claros.

Todos los apuntes en cada columna deben ordenarse de manera que los números en cada entrada se encuentran directamente debajo de las cifras correspondientes en la entrada previa. Una libreta bien arreglada se puede calcular fácilmente y reduce la posibilidad de errores aritméticos.

Si encuentra un número errado y se quiere cambiar, se tacha el número errado con una sola línea inclinada y se coloca el número correcto arriba del número tachado. Nunca se escribe un número encima de otro, ni se borra. Ejemplo: 12341.

La parte superior de cada página derecha de la libreta usada para anotaciones, contendrá información con respecto a la designación de la marca donde se empezó la nivelación, designación de la marca donde se terminó la misma, viento y hora. En la parte superior de la página izquierda, el anotador escribirá la palabra IDA o REGRESO, según el caso. La nivelación de IDA es en la dirección desde una cota conocida hacia marcas de cota fija cuyas elevaciones se estén determinando, y la nivelación de REGRESO es dirección opuesta a la nivelación inicial. La intensidad del viento se anota con las designaciones de 0, 1 o 2, para calma, viento moderado y viento fuerte, respectivamente. Si el viento es más fuerte que el No. 2, no se debe observar hasta que mejore el tiempo. La hora contenida en la página derecha es la hora de inicio de las anotaciones en la página y se debe usar el sistema de 2400 horas. En la parte superior de la página izquierda, además de la designación de IDA o REGRESO, se escribe la fecha y la posición del sol con respecto a la dirección de la línea al empezar las anotaciones en la página. La clave para indicar la posición del sol se encuentra en la primera página de la libreta de anotaciones y se muestra a continuación. Si el día está nublado se escribe "O".

Abreviaturas para el sol: 0 nublado, si hay sol se indica la dirección de que la línea con relación al sol por los números en el diagrama a la derecha. La flecha indica la dirección de progreso de la línea (véanse figuras 19 y 20)



En la primera estación de cada sección se leen los termómetros de las miras y se anotan estas temperaturas en la columna intitulada “Rod and Temp”, junto con los números de calibración de las miras y sus designaciones como “numero 1” ó “numero 2”. También se leen estas temperaturas al terminar la corrida, cuando se interrumpa y se reanude el trabajo, y al terminar la nivelación del día.

Al finalizar una sección, el portamiras que ocupa la marca final debe limpiar bien la marca (si es un disco), leer lo que encuentre estampado, y avisar al anotador en voz alta como está estampado. El anotador, entonces, anota lo estampado y la hora de cierre en la columna “Remarks”.

El nombre del observador y el nombre del anotador se anotan en la parte superior de la página izquierda en la primera página utilizada en cada nivelación.

En la columna intitulada “Thread Reading Backsight”, se anotan las lecturas de, los tres hilos de vista de atrás, empezando las anotaciones con el hilo de mayor lectura. Se calculan los valores de los intervalos de los hilos, superior menos central, y central menos inferior y se anotan estos dos valores en la columna “Thread Interval”. Estos dos intervalos no deben diferir por más de dos milímetros. Si difieren por dos o menos, no se requiere reobservar. Si difiere por 3 y después de reobservarlos todavía difiere por 3, se acepta la divergencia de 3 y el anotador indica “Observación repetida” en la columna de “Remarks”. Una divergencia de 3 indica que la distancia de las visuales es excesiva y se debe reducir. Se suman los dos valores de intervalos y se anota la suma en la columna, “Sum of Intervals”. El promedio de los tres hilos se determina sumando los tres valores de hilos y dividiendo la suma por tres; sin embargo, hay un método rápido y precioso de determinar el promedio que se basa en la diferencia de los intervalos. Se divide la diferencia de intervalos entre tres (llevándola al décimo de milímetro más cercano) y se aplica este valor, en decimos de milímetro, a la lectura original del hilo central. Si el intervalo superior es mayor que el inferior, la corrección se suma al valor del hilo central, y si el intervalo superior es menor que el inferior, se resta la corrección de la lectura original del hilo central. En la figura 21 se da una serie de ejemplos para los distintos casos de esta regla.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

7
T-J. GARCIA
D-P. PEREZ
Date 7 JUNIO 1962
Sun 0

IDA

SPIRIT

16-54328-2

NO. OF STATION	THREAD READING BACK SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	ROD AND TEMP.
	2893					798
1	2782	27920	896	161		36°
	2571			162	322	799
	8196					37°
	1008					
2	0867	08670	284	141		
	0726			141	282	
	10797	35990	1180		604	
	3109					
3	3059	30590	1004	50		
	3009			50	100	
	19974	66580	2184		704	
	2600					
4	2557	25567	839	43		
	2513	92147	3023	44	787	
	27644				891	
	3139					
5	3107	31077	1019	32		
	3077			30	62	
	36967	123224	4042		853	
	3178					
6	3143	21433	1031	35		
	3109			34	69	
	46397	154657	5073		922	

LEVELING

From B. M. A-13-C To B. M. A-13-D
Wind 0 Time 0955

THREAD READING FORE SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	REMARKS
1511					
1358	13577	446	153		
1204			154	307	
4073					
0914					
0776	07757	255	138		
0637			139	277	
6400	21334	701		584	
0336					
0282	02820	092	54		
0228			54	108	
7246	24154	793		692	
0312					
0268	02680	088	44		
0224			44	88	
8050	26834	881		780	
0451					
0415	04153	136	36		
0380			35	71	
9296	30987	1017		851	
0397					
0361	03610	118	36		
0325			36	72	
10379	34597	1135		923	

Figura 19



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

9

Date 7 JUNIO 1962

Sun 0 IDA

SPIRIT

16-54228-2

NO. OF STATION	THREAD READING BACK SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	ROD AND TEMP.
	46397	154657	5073		922	
	3872					
7	3042	30420	998	30		
	3012			30	60	
	55523	185077	6071		982	
	2167					
8	3138	31380	1030	29		
	3109			29	58	
	64937	216457	7101		1040	
	3115					
9	3073	30733	1008	42		
	3032			41	83	
	74157	247190	8109		1123	
	3184					
10	3134	31340	1028	50		
	3084			50	100	
	83559	278530	9137		1223	
	0415					
11	0413	04130	136	102		
	0311			102	204	
	84798	282660	9273		1427	
	1401					798
12	1318	13180	431	83		39°
	1235			83	166	799
	88752	295840	9704		1593	40°
	37332	124440	4082			
3	51420	+17.1400	5622			
	17.1400		17.1400			

Figura 20

LEVELING

From B. M. A-13-C

To B. M. A-13-D

10

Wind 1

Time 1013

THREAD READING FORE SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	REMARKS
10379	34597	1135		923	
0292					
0260	02600	085	30		
0230			30	60	
11159	37197	1220		983	
0347					
0318	03180	104	29		
0289			29	58	
12113	40377	1324		1041	
0469					
0429	04290	141	40		
0389			40	80	
13400	44667	1465		1121	
1883					
1832	18323	601	51		
1782			50	101	
18897	62990	2066		1222	
3162					
3058	30580	1003	104		
2954			104	208	
28071	93570	3069		1430	
3169					V.A. hasta
3087	30870	1013	82		A-13-D
3005			82	164	1031 hrs.
37332	124440	4082		1594	
				1593	
				3187	
				x0.300	
				=0.9561	=0.96 Kms.



THREAD READING FORE SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	REMARKS
					10-54258-1
3015					
2973	29730		42		
2931			42		
0401					
0348	03470		53		
0292			56		
1571					
1400	14010		171		
1232			168		
3167					
3128	31287		39		
3091			37		
0883					
0817	08163		66		
0749			68		
2315					
2273	22733		42		
2232			41		
1347					
1322	13217		25		
1296			26		

Figura 21

Después de leer los tres hilos en metros, el observador dicta el valor, en pies, del hilo central en el reverso de la mira. El anotador anota este valor en la columna "Middle Thread Reading Back of Rod". Se hace una comprobación entre el valor del hilo central en metros y el valor en pies, y si la divergencia no excede de dos centésimos de pie se considerará comprobada la observación. Las lecturas de pies detrás de la mira se hacen únicamente como comprobación de las lecturas en metros.

Se suman las lecturas originales de los tres hilos en metros, y la suma se anota en la primera línea debajo de la última lectura del hilo, con sus cifras directamente debajo de las fracciones correspondientes en metros, decímetros, centímetros y milímetros de las tres lecturas anotadas.

Se repiten las operaciones indicadas en los párrafos 8, 9 y 10 en la misma forma para la vista delante de la estación.

El anotador mantendrá una suma continua, con totales generales en cada estación, de todas las anotaciones de las columnas de las vistas atrás y adelante.

El número del punto de estación se anota en la columna "No. Of Station " que se encuentra en la página izquierda de la libreta. La numeración de las estaciones con "L" para la primera sección del día, después de terminar la determinación de "C", y

se continúa numerando consecutivamente para todas las estaciones del día, haciendo caso omiso de la cantidad de secciones distintas que se nivelen en el día.

La numeración empieza de nuevo con “L” al día siguiente.

La columna “Remarks” de la página derecha de la libreta es la columna designada para las anotaciones de cualquier observación que le observador o anotador crea conveniente. Cuando se calculan las líneas en la oficina, en muchas ocasiones una corta explicación en la columna “Remarks” sirve para aclarar una duda y, por lo tanto, mientras más se use esta columna será mejor.

Cada página de la libreta tiene espacio para las anotaciones de seis anotaciones de instrumento. Todas las observaciones en un asola estación de instrumento deben aparecer en una sola página. En ninguna ocasión se anotarán, por ejemplo, el hilo superior y el nivelado en una página y el hilo inferior en otra.

Al llenar una página de la libreta, si se requiere más espacio para llegar a la marca de cota fija, se anotan los totales generales de la última estación de la página, en la parte superior de sus respectivas columnas en la página siguiente.

Al terminar cada punto de estación, el anotador dividirá el total general de todas las lecturas de los tres hilos por tres, y se comparará el resultado de esta división con el total general del promedio del hilo central. Esta comparación no siempre saldrá exacta; sin embargo, cualquier cambio mayor de un décimo de milímetro del resultado de la comprobación en la estación anterior, se debe investigar. Este procedimiento proporciona al anotador una excelente verificación sobre sus operaciones aritméticas, y una fiel comprobación en cada estación evitará muchos errores acumulados de operación.

El instrumento queda en posición hasta que el anotador anuncie que todos los intervalos y la comparación del reverso de la mira concuerden.

Al llegar a la marca de cierre, el anotador escribe una anotación en la columna “Remarks” directamente opuesta a la última vista delante de la sección, indicando cual mira se usó para la última vista adelante, en qué marca de cota fija se tomó, y la hora. En la columna de “Rod and Tem”. Se anotan las temperaturas de las dos miras al terminar la sección.

La diferencia en elevación al fin de la sección se calcula en la libreta; esta diferencia se obtiene usando los totales generales de los hilos centrados corregidos, restando el valor numéricamente menor del que sea mayor, sabiendo que en todo caso a las vistas atrás corresponde el signo (+) positivo y a las vistas adelante el signo (-) negativo, por lo cual la diferencia en elevación llevará el signo del valor mayor. Como una comprobación de esta operación, la diferencia de elevación se calcula usando los totales generales de las lecturas de los tres hilos tanto en las vistas de atrás, como en las vistas adelante, se resta el valor numéricamente menor del mayor, usando los mismos signos que en el caso anterior, y el resultado se divide entre tres, obteniendo así la diferencia. Estos dos resultados de la suma general y



de la suma del promedio no siempre saldrán exactamente iguales, sin embargo, en una sección normal deben concordar dentro 0.5 mm, si se excede esta cantidad debe efectuarse una investigación antes de terminar la sección.

Como comprobación adicional sobre metros y decímetros, se calculará en la libreta la diferencia de elevación en pies, y se convertirá este desnivel de pies a metros. Cualquier desacuerdo mayor de 2 ó 3 centímetros se investigará enseguida.

Se hace la suma de los totales de intervalos de las vistas atrás con los de las vistas adelante, y el resultado se multiplica por la constante taquimétrica (K) del aparato. Esta operación se ejecuta en la página derecha de la libreta, y da el largo de la sección en metros; la distancia luego se expresa en la libreta en kilómetros, al centésimo de kilómetro más cercano.

El procedimiento para anotar "vistas adelante extras" se encuentra en otra sección de este manual.

Las primeras dos páginas de la libreta se destinan para el índice debe dar información sobre la fecha, designación de sección, dirección de la línea y paginas utilizadas para los cálculos. Todas las páginas de la libreta deben aparecer en el índice aunque estén en blanco.

En la cubierta de la libreta deben aparecer la información siguiente: número del instrumento utilizado en las nivelaciones, la constante taquimétrica (K), fecha de determinación de la constante "K", designación de la línea donde fue determinada, y numero de libreta y pagina que contenga el certificado de la línea al respecto. A continuación se muestra un sello, en ingles normalmente utilizado para los apuntes de la información requerida:

INSTRUMENT	Wild N III	No	39381
STADIA CONSTANT	0-300	Date	12 June 1959
	Naos Island		
Ref Line	CURUNDU	Vol	3 Page 5-6
RODS No.	726	No.	727
Verticality Check		Date	15 Jun 1959
	Naos Island		
Ref Line	CURUNDU	Vol	3 Page 3-4

VI. LA CONSTANTE TAQUIMÉTRICA Y SU DETERMINACIÓN PARA EL WILD N III

La constante taquimétrica de un aparato es el factor por el cual se multiplican las sumas de los intervalos de todas las vistas atrás y delante de una sección entera, determinándose así la longitud de la sección en metro. La constante taquimétrica también se usa en las estaciones individuales de instrumento para determinar si las vistas atrás y adelante son de igual longitud y para encontrar el valor de la diferencia. La longitud de una sección se usa para calcular la divergencia



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

permisible entre las diferencias de elevación de las nivelaciones de ida y regreso.

La longitud de las secciones calculada por la constante taquimétrica también se usa para verificar las distancias determinadas por el velocímetro de automóvil en la anotación de las descripciones de las marcas.



La constante taquimétrica se determina antes de usar un aparato nuevo y se anota en la libreta de campo en una página distinta a las usadas para la nivelación; debe aparecer en el frente de todas las libretas que contengan apuntes del aparato, junto con la fecha de determinación. Véase figura 22.

Se selecciona un tramo de terreno largo y relativamente plano, como una carreta, camino, acera o vía férrea. Se coloca y se nivela el instrumento y se suspende una plomada desde el centro del instrumento. De la punta de la plomada médase 0.20 metros hacia atrás al punto "0" de la cinta. Luego se mide hacia adelante una distancia de 75.00 metros y se marca el punto con un pedazo de papel con clavo, con la numeración "75". Se procede en la misma dirección, midiendo de 10 en 10 metros y colocando señales en las marcas de 85, 95, 105, 115 y 125 metros. Las distancias efectivas desde el centro del instrumento hasta los puntos establecidos serán de 74.80 metros, 84.80 metros, etc.

Se nivela el instrumento y se coloca una mira sobre el primer punto, o sea el de 75 metros. Es importante que el portamiras mantenga la burbuja de la mira perfectamente centrada durante estas operaciones.

El observador efectúa la lectura de los tres hilos en el frente de la mira; el anotador las anota en la columna de la libreta para las lecturas de una vista atrás y calcula los dos intervalos, superior e Inferior, cerciorándose de que no difieran por más de dos milímetros. Si difieren por más de dos, se repiten las lecturas hasta que concuerden. Al terminar la lectura en el primer punto, la mira se mueve y se coloca sobre el segundo y demás puntos sucesivamente, y se repite el mismo procedimiento de lectura y anotación en cada punto. El anotador suma los intervalos totales de las seis lecturas. La constante se determina dividiendo la suma de las distancias medidas (600 metros) entre la suma de los intervalos. Como se indica en el ejemplo, se calcula por separado la constante para cada observación con el fin de evitar error en las medidas de las seis distancias, y el promedio de los seis cálculos hechos individualmente proporcionará una comprobación numérica del primer cálculo. Si alguno de los seis valores obtenidos en la página derecha varía por más de 0.002 metros del promedio de todos, el valor que difiera se comprobará y la distancia correspondiente se medirá por segunda vez.

Se recomienda hacer la determinación de la constante taquimétrica por la mañana para evitar los errores de lectura causados por la turbulencia del aire en las vistas largas cerca del mediodía.

VII. DETERMINACIÓN DEL ERROR DEL NIVEL (FACTOR "C")

El error de un nivel, "C", está presentado por la amplitud de la desviación de la línea visual del aparato, cuando el instrumento está nivelado, de la línea horizontal que pasa por eje óptico del instrumento, expresado en milímetros por milímetro de intervalo taquimétrico.



Diariamente, antes de empezar la nivelación, el error "C" se determina y se anota en la libreta 257, en una página distinta de las que se usen para las anotaciones regulares de la nivelación; se anota también la fecha, hora, número del aparato, y nombres del observador y anotador. Por supuesto, se desearía tener el instrumento en perfecto ajuste antes de empezar el trabajo; sin embargo, a causa del trabajo que esto requiere se ha establecido un límite de ± 0.010 mm. Por mm., de intervalo taquimétrico, y si el error "C" resulta menor que este valor, se considera que el aparato está en ajuste satisfactorio. Si resulta mayor que el límite, se ajusta el instrumento hasta que el valor de la constante resulte menor que el límite. Se recomienda que cuando el valor "C" sea ± 0.008 , o más alto, se ajuste el instrumento. La constante "C" será también determinada durante las operaciones del día cuando el observador lo crea necesario. Cuando se ajuste el aparato se hará inmediatamente una nueva determinación de la constante, no solo para comprobar la precisión del ajuste que se acaba de hacer, sino también para facilitar un nuevo valor de "C" para las correcciones de oficina.

La determinación de "C" se hace colocando dos miras sobre sus respectivos puntos de apoyo con unos cien metros de separación. Se coloca el instrumento entre las dos miras aproximadamente a diez metros de una de ellas. Se nivela con cuidado el aparato y se observan las lecturas de los tres hilos sobre la mira distante, anotando estas lecturas en la página derecha de la libreta de anotaciones. El aparato se dirige hacia la mira cercana, y cerciorándose de que la brújula esté nivelada, se leen los tres hilos y se anotan en la página izquierda de la libreta. Esta primera puesta de aparato se denomina estación "A" y se designan así en la columna para el número de estación. No se requieren lecturas del lado inverso de la mira en la determinación de "C". Cuando las observaciones en la estación "A" hayan sido determinadas y el anotador indique que los intervalos superior e inferior no difieren por más de dos milímetros, el observador levantará el instrumento y lo trasladará, protegiéndole contra el sol, a una posición entre las dos miras pero a más o menos diez metros de la otra mira, permaneciendo éstas en las mismas posiciones. Esta segunda puesta de instrumento se designa estación "B", y después de nivelar el instrumento de nuevo, se repite el procedimiento, observando la mira cercana antes que la mira distante, ahorrándose así un cambio de enfoque del aparato. Una vez que el anotador indique que los intervalos comprueben, se calcula el valor de "C".

Se calcula el valor "C" mediante la siguiente fórmula:

"C"

$$= \frac{(\sum \text{lecturas hilo medio mira cercana}) - (\sum \text{lecturas hilo medio mira distante})}{(\sum \text{intervalos taquimetricos mira distante}) - (\sum \text{intervalos taquimetricos mira cercana})}$$

La figura 23 muestra una página de una libreta de anotaciones usada para la determinación y cálculo de "C". El cálculo de "C" se ejecuta de la siguiente manera: Después de sumarse las lecturas de los hilos centrales de las miras distantes se determina la corrección en cuanto a la curvatura y la refracción necesaria en as



vistas distantes. Multiplíquense los intervalos taquimétricos estación "A" por la constante taquimétrica, determinándose así la distancia en metros del aparato

hasta la mira distante. Búsquese en la tabla I la corrección a la vista distante, estación "A" usando la distancia como argumento. Repítase este mismo procedimiento para la estación "B" y súmese las dos correcciones, tomando en cuenta que la corrección siempre es de signo negativo, y aplíquese esta corrección a la suma de las lecturas de hilo central en la mira lejana. Nunca se suman las distancias antes de buscar la corrección en la tabla I, puesto que la corrección no varía directamente con la distancia. No se aplica la corrección de curvatura y refracción a las vistas de la mira cercana por la simple razón de que a menos de 27 metros de distancia, la corrección no llega a ser 0.1 mm, o un lugar en la última cifra del total. Después de corregir las vistas distantes, se transfiere la menor de las sumas de los hilos centrales debajo de la mayor y se efectúa una resta. Al resultado se le aplica signo positivo (+) si la resta se hizo en la página izquierda y signo negativo (-) si la resta se hizo en la página derecha. De la suma de los intervalos de la mira distante se resta la suma de intervalos de la mira cercana, y el resultado de esta operación se divide entre la diferencia de los hilos centrales. El resultado de la división es el valor de "C" y debe ser calculado tres cifras decimales, llevando la división a la cuarta cifra y forzando la tercera si es necesario.

Es deseable determinar la constante "C" bajo las mismas condiciones que se encontrarán durante las operaciones normales del día, tales como tipo de terreno, elevación de la línea visual sobre el terreno y largo de vista. Cuando se esté trabajando en terreno montañoso y el observador encuentre dificultad en hallar un lugar donde se pueda efectuar la determinación de "C" con vistas lejanas de 90 metros, es deseable que el largo de la vista lejana sea aproximado al largo de la vista que será utilizado en el trabajo ordinario del día; pero se usaran vistas distantes menores de 30 metros únicamente bajo condiciones muy excepcionales. Es obligatorio efectuar la determinación de "C" en el mismo lugar en donde se vaya a empezar la nivelación del día para no correr el riesgo de dañar en el ajuste del instrumento cuando se transporte del lugar de toma de "C" al lugar de trabajo.

Inmediatamente después de calcular el valor de "C" el anotador entregará la libreta al observador para una revisión y verificación de las operaciones aritméticas, y después de verificar las operaciones al observador escribirá sus iniciales en la parte inferior de la página derecha con una marca de comprobación. En caso de que sea necesario ajustar al instrumento, el observador revisará la libreta antes de comenzar el ajuste.

En la primera determinación de la figura 23, el valor de "C" excedió de 0.010, de modo que fue necesario ajustar el instrumento. Este ajuste se hizo manteniendo el instrumento en la misma posición de estación "B" y apuntando hacia la mira distante. El ajuste se hace siempre al hilo central del instrumento con el aparato dirigido hacia la mira distante, y la cantidad de ajuste al milímetro más cercano se determina multiplicando el valor de "C" por el total del intervalo observado en la última observación de la mira distante. Si "C" resulta positiva, indica que la línea



visual está inclinada bajo la horizontal y, por lo tanto, tiene que ser elevada; se suma la corrección a la lectura previa del hilo central en la mira distante. Si “C” resulta negativa, indica que la línea visual está inclinada sobre la horizontal y por lo tanto puede bajarse, y se resta la corrección de la lectura previa del hilo central en la mira distante.

Para hacer este ajuste, se afloja el tornillo pequeño (parte #10) que está debajo del lente protector (cuna óptica) del anteojito, y se gira el anillo del lente protector (parte #9) en la dirección necesaria hasta lograr que la imagen del hilo horizontal del centro coincida con la graduación que se desea en la mira. Durante el ajuste, la burbuja del nivel tubular se debe mantener exactamente en el centro por medio del tornillo de ajuste fino. Una vez hecho el ajuste deseado, se aprieta moderadamente el tornillo que fija el lente protector, se comprueba que el hilo central esté en la graduación requerida con el tornillo fijado y la burbuja centrada, y se determina “C” de nuevo. (Véase la figura 24).



DETERMINATION DE "C" SPIRIT LEVELING

From B. M. _____ To B. M. _____
Wind 1 Time 0945

NO. OF STATION	THREED READING BACK SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	RED AND TEMP.
						788 = 1 30° 799 = 2 30°
A	1390 1373 1356 4119	13730 ✓		17 17	✓ 34	
B	1609 1392 1374 8294	13917 ✓ 27647 ✓ 27673 + 74 ✓		17 18	✓ 35 69 ✓	
C	+74 600	+0.01233 ✓				
COMPUTACION DE LA CORRECCION A EFECTUAR:						
+0.01233 × 333 = +4.10589 mm = +4.1 mm						
NUEVA LECTURA HILO CENTRAL:						
1029 + 4 = 1033						
OBSERVADO = J. GARCIA						
ANOTADOR = P. PEDEZ						
INST = WILD NIII 39381						
MIRAS = 798 & 799; MIRA #1 = 798						
(R) ESTADIA = 0.300						

[illegible]

Figura 23



DETERMINACION DE "C" DESPUES DEL AJUSTE

SPIRIT

LEVELING

42

Date 4 JUN 1962

Sun 6

From B. M. _____ To B. M. _____

Wind 1 Time 0957

[illegible]

Figura 24

[illegible]



Es muy importante que todas las anotaciones sean nítidas, legibles y competas. La primera determinación debe ser anotada en la parte superior de la página, dejando espacio para otra determinación en la misma página si es necesario. Si se requiere una segunda determinación de "C", se designarán las dos estaciones del instrumento "C" y "D".

VIII. CONEXIONES A LÍNEAS PREVIAMENTE ESTABLECIDAS

Para poder ajustar las líneas y circuitos de las nivelaciones geodésicas después de hacer los cálculos y correcciones de oficina, es indispensable tener conexiones adecuadas entre las líneas o circuitos ya establecidos y las líneas o circuitos en vías de establecerse. Una conexión adecuada quiere decir una conexión efectuada por la brigada de campo en la cual se recuperen dos marcas permanentes adyacentes anteriormente establecidas y se compruebe la estabilidad relativa de estas marcas por medio de nivelaciones nuevas. Cualquier marca hallada en desarreglo durante el proceso de buscar dos viejas marcas estables debe renivelarse lo suficiente para poder calcular de nuevo la otra. Por lo tanto, una conexión adecuada requiere algo más que simplemente nivelar entre dos marcas viejas, salvo en casos en que se obtenga una comprobación entre la vieja y la nueva determinación de desnivel en el primer intento.

En las instrucciones generales se requiere un nuevo desnivel de por lo menos dos marcas permanentes adyacentes de la línea existente, que concuerde con la determinación anterior de desnivel entre el límite de $\pm 4.0 \text{ mm } \sqrt{k}$ (si la nivelación anterior era de primer orden), cuando se esté efectuando una conexión de dos o más líneas al empezar o terminar una línea y en cualquier punto en la nivelación nueva en que la línea cruce una línea existente.

Si la brigada de campo, al intentar una conexión, efectúa nivelación de ida y regreso entre las primeras dos marcas sucesivas de la línea vieja, y obtiene una nueva determinación del desnivel que concuerde con la vieja entre los límites prescritos, se puede considerar que existe una conexión adecuada, y entro de las especificaciones establecidas se habrá probado la estabilidad relativa de las dos marcas; no se requerirá trabajo adicional.

Si la primera nivelación no concuerda con la vieja, sino que está fuera de los límites por pocos milímetros, es obligatorio nivelar de nuevo entre las dos arcas, pero en sentido opuesto a la nivelación que se acaba de hacer, y si las dos nuevas determinaciones de desnivel concuerdan entre sí, y el promedio de las dos concuerda con la determinación previa, se puede considerar como una conexión adecuada, y no se requerirá nivelación adicional. Pero si hay una divergencia excesiva, es probable que por lo menos una de las dos marcas haya sido desarreglada. Entonces debe continuarse la nivelación a otra marca o marcas hasta encontrar un par de marcas estables. En este caso se requiere nivelación en sentido opuesto, para poder calcular de nuevo la cota o cotas de las marcas arregladas. Si algunas de las marcas viejas se encuentran destruidas, se

A continuación se dan ejemplos con el fin de ilustrar algunos de los problemas encontrados al efectuar conexiones.

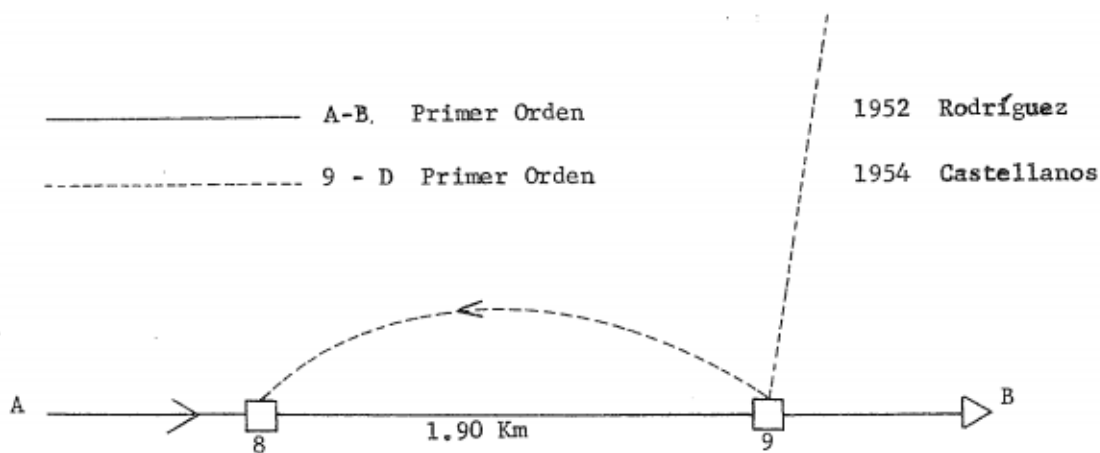


FIG. 25

En 1952 Rodríguez niveló desde A hasta B, incluyendo las marcas números 8 y 9 en la línea. En 1954 Castellanos niveló de 9 a D, pero antes de empezar su línea en 9, niveló de 9 a 8 en una sola dirección, y como la nueva nivelación comprobó la vieja, continuó su nivelación hasta D.

Desde 8 hasta 9	1952	desnivel	- 5.7643 m.
Desde 8 hasta 9	1954	desnivel	<u>5.7643 m.</u>
		Divergencia	- 0.0009 m.

Puesto que la distancia de 8 a 9 es de 1.90 km. y los límites permiten una divergencia de 5.5 mm, se considera que la conexión es adecuada. Se ha comprobado la estabilidad relativa de las dos marcas, 8 y 9, y la nivelación desde 9 hasta D podrá iniciarse desde cualquiera de las dos marcas.

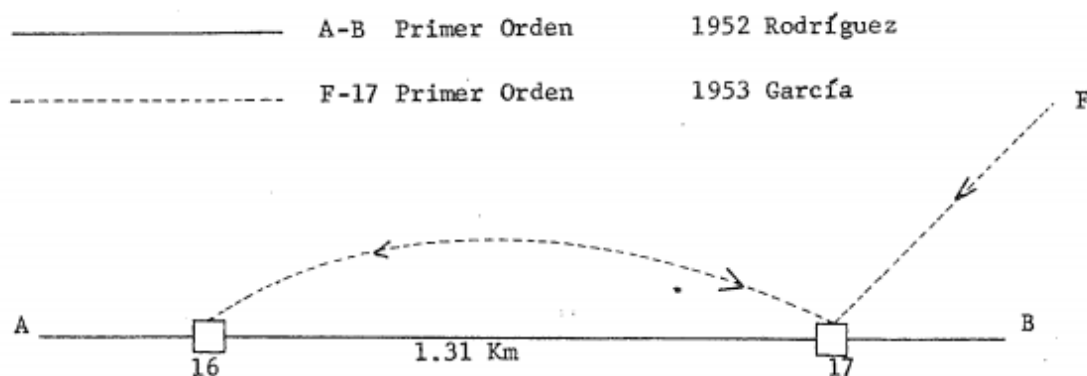


FIG. 26

En 1952 Rodríguez niveló desde la A hasta B, incluyendo las marcas números 16 y 17 en la línea. En 1953 García trató de terminar una línea de F en 17, para



conseguir una conexión adecuada, después de llegar a 17, niveló desde 17 hasta 16, y obtuvo una desnivel de -6.7846 m. El viejo desnivel era de + 6.7897 m., o sea una divergencia de -5.1 mm, y los límites permiten 4.6 mm, para la distancia. Como no se obtuvo comprobación García niveló de 6 a 17, obteniendo un desnivel de +6.7888 m., que concuerda con su primer desnivel, y el promedio de los dos desniveles de 1953 es de + 6.9867 m., el cual concuerda dentro de los límites con la determinación de 1952, por lo cual se puede considerar que se ha efectuado una conexión adecuada, sin necesidad de efectuar más nivelaciones.

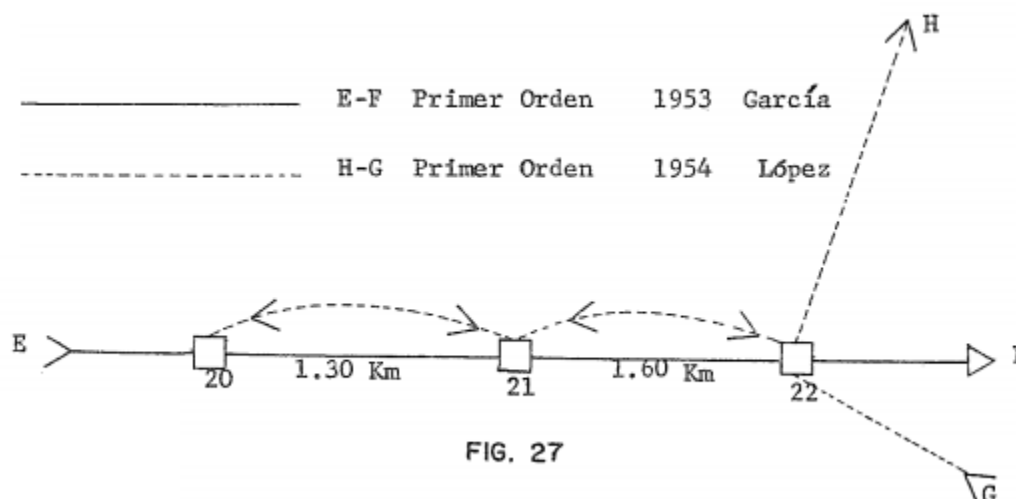
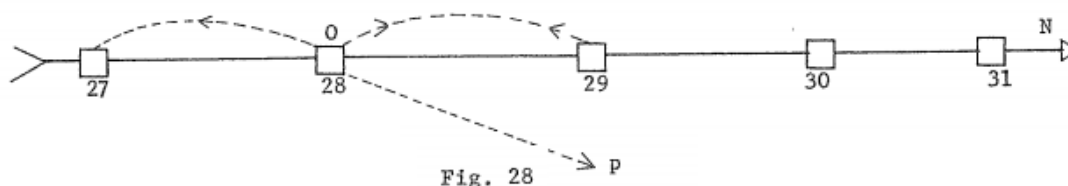


FIG. 27

En 1953 García niveló de E a F incluyendo las marcas números 20, 21 y 22 en la línea. López, en 1954, niveló otra línea de G a H, cruzando la línea E y F en 22. López intentó conectar su línea con la vieja por nivelación de 22 a 21 y obtuvo un desnivel de +5.4483 m. El promedio de la nivelación anterior era de -5.4746 m. una divergencia de + 26.3 m. En lugar de nivelar de nuevo entre 21 y 22, López continuó nivelando hasta 20; su desnivel entre 21 y 20 resultó de +3.7918 m., y el promedio viejo era de -3.7653 m., una divergencia de -26.5 mm. Ambas secciones, de 22 a 21, y de 21 a 20 resultaron con divergencias excesivas, pero el desnivel de López entre 22 y 20 era de +9.2401 (+3.7918 más +5.4483) que concordaba con el desnivel anterior de -9.2399 (-5.4746 más -3.7653) con una divergencia de -0.2 mm. Los resultados probaron que la marca número 21 había sido desarreglada. Se había efectuado una conexión entre las líneas, pero como la marca número 21 había sido desarreglada, fue necesario contranivelar de 20 a 21 y de 21 a 22, para poder calcular una nueva cota para la marca 21. Las nuevas nivelaciones dieron desniveles de 3.7938 para la sección de 20-21 y -5.4505 para la sección 21-22; tales medidas estaban dentro de los límites y dieron promedios de -3.7928 para 20-21 y -5.4494 para 21-22, proporcionando así datos para el nuevo cálculo de la marca 21.



En 1955 una línea de segundo orden fue tirada entre M y N, incluyendo las marcas números 27, 28, 29, 30 y 31 en la línea. En 1956, cuando se quiso enlazar una nueva línea a la vieja en la marca 29, la brigada de García niveló entre 29 y 30 y no obtuvo comprobación dentro de los límites prescritos. Luego García niveló de 30 a 29, y la segunda nivelación de 1956 comprobó la primera, pero el promedio de las dos difirió de la determinación anterior por 41.9 mm, siendo la divergencia permitida por los límites solamente de 13.8 mm. Obviamente existía una de las dos posibilidades. Podía haber sido un error en la nivelación original entre 29 y 30, o bien una de las marcas había sido desarreglada. Como no se obtuvo comprobación entre 29 y 30, García continuó su nivelación entre 29 y 28 comprobó la estabilidad de 29 pero no se aclaró la duda sobre 30, y como no se efectuó otra nivelación, la duda todavía existe y no se puede considerar adecuada esta conexión, García debió haber continuado la nivelación entre 30 y 31, o más adelante, hasta aclarar en forma definitiva la duda que todavía existe acerca de la marca número 30.

Hay probablemente una serie infinita de posibilidades como ejemplos de conexiones, pero se cree que los ejemplos dados servirán para ilustrar a un jefe de brigada de campo lo que se requiere en las conexiones con líneas establecidas. Cuando se haya efectuado una conexión adecuada, bastará verificar si cabe duda, la estabilidad de las marcas en donde se efectuó la conexión, y si todo el trabajo hecho en el campo aparece en las libretas en una forma clara y concisa, se facilitará la reconstrucción por los calculadores. Además, es indispensable efectuar suficiente renivelación para poder calcular de nuevo la elevación de cualquier marca desarreglada.

IX. VISTAS ADELANTE EXTRAS

1. DEFINICIÓN: Una vista adelante extra es la lectura tomada en la mira desde un punto de estación en una línea de niveles, a cualquier punto que no forme parte de la línea continua de nivelación.

Una vista adelante extra se toma en cualquier punto de elevación útil que se requiera con el objeto de preparar mapas.

2. EJEMPLOS: Cuando se trabaja a lo largo de una carretera o camino bien definido, la elevación de la superficie de la vía en cuestión se determina por medio de vistas adelante extras en los siguientes casos: En cada intersección o cruce de



ferrocarril, camino o carretera; en las bifurcaciones principales; en los ángulos muy pronunciados y bien definidos; en los puntos opuestos que crucen la línea de

una cerca bien definida, ya sea por árboles o cualquier clase de vegetación; en puntos opuestos bien determinados que limite las zonas claras y las zonas arboladas y en los puentes. Al determinarse la elevación en los puentes, la mira deberá ponerse en la línea central del camino y en uno de los extremos del puente. En la descripción que se haga de la vista adelante adicional, debe incluirse la altura del punto sobre el nivel del agua y anotarse también el estado de la misma, es decir, su nivel de inundación, nivel alto y nivel bajo. Cuando se determina la elevación de intersecciones de caminos, la mira debe ponerse en la línea central de las vías transitadas y debe anotarse este particular o cualquier variación de la práctica normal. En el caso de intersecciones complicadas, tales como las que actualmente se construyen donde se unen las carreteras principales, debe hacerse un croquis en que aparezca la intersección en el plano mostrando claramente que en el punto se colocó la mira. Dicho croquis debe hacerse en el libro de registro.

Las vistas adelante extras se observan de la manera siguiente:

- a. Cuando se hayan terminado las observaciones de las vistas atrás y adelante, el observador hará una llamada de “vista adelante extra” como un aviso al anotador. Luego al portamiras que estaba en la estación de la vista tras coloca su mira en el lugar en que se vaya a observar la vista extra, y marca el punto con una marca semipermanente con el fin de que la vista adelante adicional pueda reobservarse en la nivelación de regreso de la línea. El observador dará el anotador una breve descripción del punto, la dirección en que fue observado y el tiempo. Esta breve descripción se registra en la parte donde se anoten las vistas atrás, indicando la dirección con una flecha y F o B y el tiempo se indicará donde normalmente se escribirían las lecturas de la mira para la vista atrás. Después de que el anotador indique que ya tiene en el libro la corta descripción, el observador leerá los tres hilos y estas lecturas serán anotadas en la página de las vistas adelante del libro, directamente opuestas a la breve descripción hecha. La descripción y lecturas de la mira se encierran en líneas negras y gruesas para indicar que estas lecturas no se incluyen en los cálculos para las diferencias de elevación de la sección. Véanse las figuras 28 y 29.
- b. El número del punto de la estación en el cual se observó la vista adelante extra siempre debe mostrarse en las anotaciones, ya que este es el único modo de asegurar que la vista adelante extra se relacione con la vista atrás correspondiente; no basta saber que la vista adelante extra siempre debe efectuarse al terminar la vista adelante regular en el punto de estación.
- c. La diferencia de elevación de la vista adelante extra debe calcularse con referencia a la marca de la cota fija desde la cual se esté corriendo la nivelación, excepto en los casos especiales cuando la vista adelante extra se observe en la última estación de la corrida de ida o en la primera estación de la corrida de regreso.



Ejemplo: En la figura 29 se observaron dos vistas adelante extras, una más o menos a media sección y la otra en la última estación de la sección. La primera vista adelante extra, VAE(16), se midió con referencia a la marca de cota fija 2B y se calculó desde la misma; la otra vista adelante extra, VAE(17), se refirió a la marca de cota fija 2 C, desde la cual se calculó. Estas vistas adicionales VAE(16) y VAE(17) se calcularon usando como referencia las figuras 29, 30, 31 y 33. Las figuras 29 y 30 muestran las anotaciones de la sección que contiene estas vistas adelante extras. La figura 31 es un bosquejo de la corrida de regreso de la misma sección. La figura 33 es una lista en forma tabular de las operaciones necesarias para calcular la diferencia de elevación de las vistas adelante extras (VAE).

- d. La diferencia de elevación de VAE(16) se calcula de la siguiente manera:



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

55 T-J. GARCIA
M-P. PEREZ

Date 11 JUNIO 1962

Sun 6

IDA

SPIRIT

NO. OF STATION	THREAD READING BACK SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	ROD AND TEMP.
	0952					798
15	0806	08053	264	146		32
	0658			148	294	799
	2816					32
	3067					
16	2942	29417	965	125		
	2816			126	251	
	11241	37470	1229		545	
(16)	VAE INTERSECCION DE EJES DE LA CARR. CENTRAL Y CAMINO A SAN FELIPE					
	0940					
	1243					
17	1180	11303	371	113		
	1018			112	225	
	14632	48773	1600		770	
						798
						33
						799
						34
(17)	V.A.E. INT. EJE CARR. Y CENTRO TERMINO NW DE PUERTA DE CONCRETO SOBRE RIO NEGRO. EL PUENTE ESTA A 7.9 MTS SOBRE EL NIVEL NORMAL DEL AGUA					
	0950					

LEVELING

From B. M. 2B

To B. M. 2C

Wind 1

Time 1000 0934

THREAD READING FORE SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	REMARKS
2056					
1910	19097	627	146		
1763			147	293	
5729					
2633					
2407	24067	790	126		
2280			127	253	
12949	43164	1417		546	
3186					BS = 3.7470
3030	30297	994	156		FS = 4.9394
2873			157	313	DIF = -1.1924
					Ans = 0.35
2914					V.A. HASTA
2801	28010	919	113		2C
2688			113	226	1013
21352	71174	2336		772	
14632	48773	1600		770	
316720	-2.2401	796		1582	
2.2400		x0.3048		x0.300 = 0.46 Mts	
		= 2.24 mts			
0860					BS = 2.8010
0706	07053	232	157		FS = 0.7053
0545			161	320	DIF = +2.0957
					Ans = 0.03

Figura 29



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

73 T-J. GARCIA
D-P. PEREZ
Date 11 JUNIO 1962
Sun 8 REGRESO
16-54228-3

SPIRIT

LEVELING

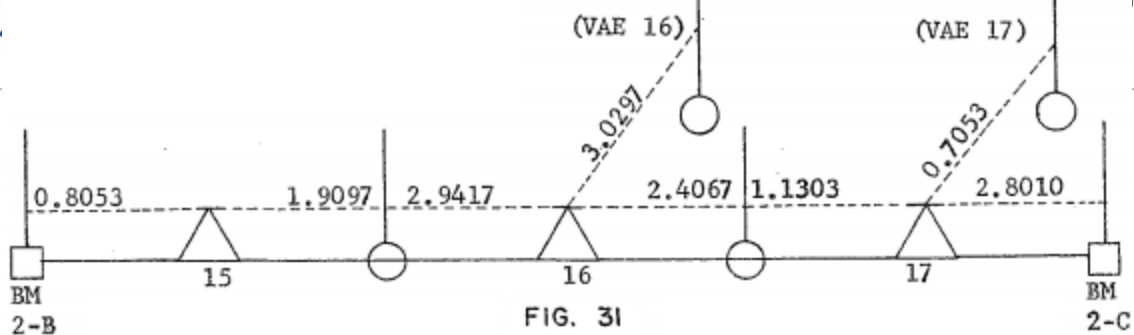
74

From B. M. 2C To B. M. 2B
Wind 1 Time 1545

NO. OF STATION	THREAD READING BACK SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	ROD AND TEMP.
	2939					
82	2820	28197	925	119		
	2700			120	239	
	8459					
(82)	V.A.E. INT. EJE CARR. Y CENTRO TERMINO NY DE PUENTE DE CONCRETO SOBRE RIO NEGRO. EL PUENTE ESTA A 7.9m. SOBRE EL NIVEL NORMAL DEL AGUA					
	2539					
83	2409	24090	791	130		
	2279			130	260	
	15686	52287	1716		499	
(83)	V.A.E. INT. EJE CARR. CENTRAL Y CAMINO A SAN FELIPE					
	1555					
	2050					
84	1900	19000	623	150		
	1750			150	300	
	21386	71287	2339		799	
	14667	48890	1604			
	316719	+2.2397	735			
	2.2397		103048			
			=2.2411			

THREAD READING FORE SIGHT	MEAN	MIDDLE THREAD READING BACK OF ROD	THREAD INTERVAL	SUM OF INTERVALS	REMARKS
1269					
1149	11490	976	120		
1029			120	240	
3447					
0865					BS=0.7150
0715	07150	234	150		FS=2.8197
0565			150	300	DIF=-2.1047
					NMS=0.02
3075					
2945	29450	967	130		
2815			130	260	
12282	40940	1343		500	
9170					BS=4.9200
3020	30200	991	150		FS=3.7400
2870			150	300	DIF=+1.1800
					NMS=0.34
0935					V.A. 4157A
0795	07950	261	140		2B
0655			140	280	1600
14667	48890	1604		780	
				799	
				1579	
				+0.900	=0.47Km

Figura 30



(1) Como esta es la corrida de ida de la sección, la suma de las vistas atrás (Σ BS) de la VAE es la suma de todas las vistas atrás hasta la estación de la VAE, inclusive.

$$\begin{aligned} + 0.8053 &= \text{vista atrás de la estación 15} \\ + \underline{2.9417} &= \text{vista atrás de la estación 16} \\ + 3.7470 &= \Sigma \text{ vistas atrás de la VAE (16)} \end{aligned}$$

(2) La suma de las vistas adelante (Σ FS) de la VAE es la suma de todas las vistas adelante hasta, pero no incluyendo, la vista delante de la estación 16, más la VAE.

$$\begin{aligned} - 1.9097 &= \Sigma \text{ vistas delante de todas las estaciones} \\ + \underline{3.0297} &= \text{vista delante de la VAE} \\ + 4.9394 &= \Sigma \text{ vistas delante de VAE (16)} \end{aligned}$$

(3) La diferencia de elevación de VAE (16) es el resultado de la resta del valor menor de la operaciones (1) y (2) del mayor. El signo de la diferencia de elevación es el signo del valor mayor.

$$\begin{aligned} - 4.9394 &= \text{vista adelante} \\ + \underline{3.7470} &= \text{vista atrás} \\ - 1.1924 &= \text{diferencia de elevación de VAE (16)} \end{aligned}$$

e. La distancia de VAE (16) desde la marca de cota fija de referencia (2B) se calcula de la siguiente manera, usando la figura 29 como ejemplo:

La suma de los intervalos de las vistas atrás hasta la VAE (545) se añade a la suma de los intervalos de las vistas adelante de la estación anterior a la VAE (293). A esta suma (838) se agrega o se resta, según sea el caso, la suma de los intervalos (313) de la VAE; se añade si la VAE se observó en la corrida de ida y se resta si la VAE se realizó de regreso. En este caso se añade, ya que la VAE se observó de ida. Este total (1151) se multiplica por la constante taquimétrica del instrumento para conseguir la distancia.

$$\begin{aligned} 545 &= \text{suma de intervalos de vistas atrás hasta la VAE} \\ + \underline{293} &= \text{suma de intervalos de vistas adelante de la estación} \\ 838 &\quad \text{anterior a la VAE} \\ + \underline{313} &= \text{suma de los intervalos de la VAE} \\ 1151 &= \text{suma total de los intervalos hasta VAE, inclusive} \end{aligned}$$



1151 x 0.300 = 0.3453 = 0.35 km = distancia desde 2B a VAE(16)

f. La diferencia de elevación de VAE (17) se calcula de un modo diferente del que se empleó para calcular la de VAE (16) porque VAE (17) es un caso especial. La VAE (17) se observó en la última estación de la sección. Cuando una VAE se observa en la última estación de la corrida de ida de una sección, se mide con referencia a la marca de cota fija a la cual se esté corriendo la nivelación, y no a la marca de cota fija inicial.

(1) La suma de las vistas atrás de la VAE es la vista adelante de la última estación. 2.8010 = EBS de VAE (17).

(2) La suma de las vistas adelante de la VAE es la VAE 0.7053 = $\sum$ FS de VAE (17).

(3) La diferencia de elevación de VAE(17) es el resultado de la resta del valor menor de las operaciones (1) y (2) del mayor. El signo de la diferencia de elevación es el del valor mayor.

$$\begin{array}{rcl} + 2.8010 & = & \text{BS} \\ - 0.7053 & = & \text{FS} \\ + 2.0957 & = & \text{Diferencia de elevación de VAE (17).} \end{array}$$

g. La distancia entre la VAE(17) y la marca de cota fija de referencia (2C) se calcula de la siguiente manera, usando la figura 29 como ejemplo:

La suma de los intervalos de vista adelante de la estación 17 (226) se añade o se resta, según sea el caso, de la suma de los intervalos de la VAE (320); se añade si la VAE se observó en la corrida de regreso y se resta si se efectuó en la corrida de ida. En este caso se resta, puesto que la VAE se observó en la corrida de ida. Este total (94) se multiplica por la constante taquimétrica para conseguir la distancia.

$$\begin{array}{rcl} + 320 & = & \text{suma de intervalos de VAE (17)} \\ - 226 & = & \text{suma de intervalos de vistas adelante de la estación 17} \\ + 94 & = & \text{suma total de intervalos desde BM 2C a VAE (17)} \end{array}$$

$$94 \times 0.300 = 0.0282 = 0.03 \text{ km} = \text{distancia desde 2C a VAE (17)}$$

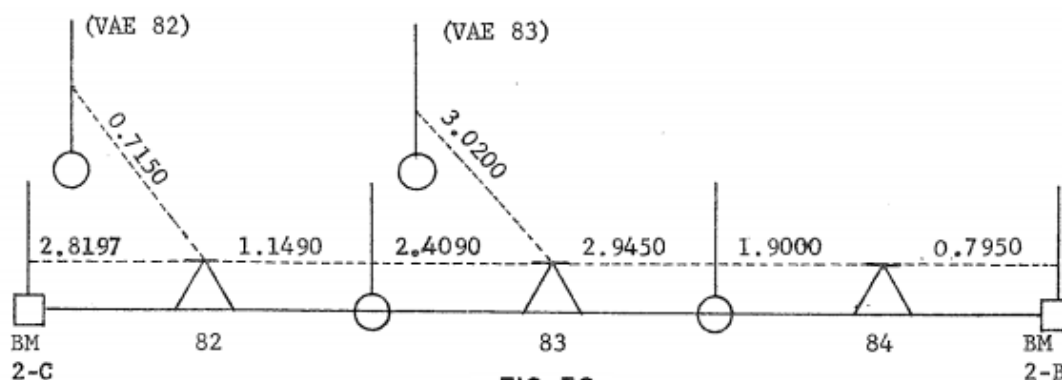


FIG. 32



h. La diferencia de elevación de VAE (82) se calcula de la siguiente manera (Véanse las figuras 32 y 33).

La VAE (82) se observó desde el mismo punto que la VAE (17), de modo que se tiene que medir con referencia a la misma marca de cota fija (2C) a la cual se relacionó la VAE (17). Entonces:

(1) La suma de las vistas atrás de la VAE es la VAE:

$$0.7150 = \sum BS \text{ de BAE (82)}.$$

(2) La suma de las vistas adelante de la VAE es la vista atrás del primer punto de estación de la corrida de regreso:

$$2.8197 = \sum FS \text{ de VAE (82)}$$

(3) La diferencia de elevación de VAE(82) es el resultado de la resta del valor menor de las operaciones (1) y (2) del mayor. El signo de la diferencia de elevación es el del valor mayor.

$$\begin{array}{rcl} + & 0.7150 & = \sum BS \text{ de VAE (82)} \\ - & \underline{2.8197} & = \sum FS \text{ de VAE (82)} \\ - & 2.1047 & = \text{Diferencia de elevación de VAE (82)} \end{array}$$

i. La distancia a VAE(82) desde la marca de cota fija de referencia (2C) se calcula de la siguiente manera, usando la figura 30 como ejemplo:

La suma de los intervalos de vista atrás de la estación 82 (239) se añade o se resta, según el caso, a la suma de intervalos de VAE (82) (300); se añade si la VAE se observó durante la corrida de ida y se resta si se realizó durante el regreso. Este total (61) se multiplica por la constante taquimétrica para conseguir la distancia.

$$\begin{array}{rcl} 300 & = & \text{suma de intervalos de VAE (82)} \\ - & \underline{239} & = \text{suma de intervalos de vista atrás de la estación 82.} \\ 61 & = & \text{suma total de intervalos desde 2C hasta VAE (82)} \end{array}$$

$$61 \times 0.300 = 0.0183 = 0.02\text{km} = \text{distancia de 2C a VAE (82)}$$

j. La diferencia de elevación de VAE (83) se calcula como sigue (véanse las figuras 32 y 33). Como esta es la corrida de regreso de la sección, la VAE (83) debe medirse con referencia a la misma marca de cota fija a la cual se refirió la VAE(16) de la corrida de ida, puesto que las dos se observaron desde el mismo punto. Entonces:

(1) La suma de las vistas atrás de VAE(83) es la suma de todas las vistas atrás de la sección (7.1287), menos la suma de todas las vistas atrás hasta la estación de la VAE, inclusive, (-5.2287) más la VAE(83) (3.0200).

$$\begin{array}{rcl} + & 7.1287 & = \sum BS \text{ de la sección} \\ - & 5.2287 & = \sum BS \text{ hasta e incluyendo la estación de la VAE} \end{array}$$



$$+ 3.0200 = \text{VAE (83)}$$

$$+ 4.9200 = \Sigma \text{BS de la VAE (83)}$$

(2) La suma de las vistas adelante de la VAE(83) es la suma de todas las vistas adelante de la sección (4.8890), menos la suma de todas las vistas adelante hasta, pero no incluyendo, la vista adelante de la estación de la VAE (1.1490).

$$+ 4.8890 = \Sigma \text{FS de la sección}$$

$$- 1.1490 = \Sigma \text{FS hasta (no incluyendo) la estación de VAE}$$

$$+ 3.7400 = \Sigma \text{FS de la VAE (83)}$$

(3) La diferencia de elevación de VAE(83) es el resultado de la resta del valor menor de las operaciones (1) y (2) del mayor. El signo de la diferencia de elevación es el del valor mayor.

$$+ 4.9200 = \text{BS}$$

$$- 3.7400 = \text{FS}$$

$$+ 1.1800 = \text{Diferencia de elevación de VAE (83)}$$

k. La distancia de VAE(83) desde la marca de cota fija de referencia (2B) se calcula de la siguiente manera, usando la figura 33 como ejemplo:

De la suma total (1579) de los intervalos de la sección se restan la suma de los intervalos (499) de vista atrás de la estación desde la cual se observó la VAE(83) y la suma de los intervalos (240) de la estación anterior a la VAE; la suma de los intervalos (300) de la VAE se añade o se resta, según sea el caso, restándola si la VAE se observó en la corrida de ida y agregándola si se realizó durante el regreso. Este total (1140) se multiplica por la constante taquimétrica para conseguir la distancia.

$$+ 1579 = \text{suma total de intervalos de la sección}$$

$$- 499 = \text{suma de intervalos de vistas atrás hasta la de VAE (83), inclusive}$$

$$- 240 = \text{suma de intervalos de todas las vistas adelante hasta e incluyendo la estación anterior a VAE (83)}$$

$$+ 300 = \text{suma de intervalos de VAE (83)}$$

$$+ 1140 = \text{suma total de intervalos hasta VAE (83), inclusive}$$

$$1140 \times 0.300 = 0.3420 = 0.34 \text{ km} = \text{distancia desde 2B hasta VAE (83)}.$$



$$A + B + C - \Sigma 2C - \Sigma B = A - C = \text{SUMA DE INTERVALOS}$$

PARA COMPROBAR LA LIBRETA

1. "FORWARD" DIRECCION (IDA) DE LA SECCION

(a.) $\Sigma F = \Sigma FS$ DE LA ESTACION ANTERIOR AL EFS
+ EFS

(b.) $\Sigma B = \Sigma BS$ DE LA ESTACION DEL EFS

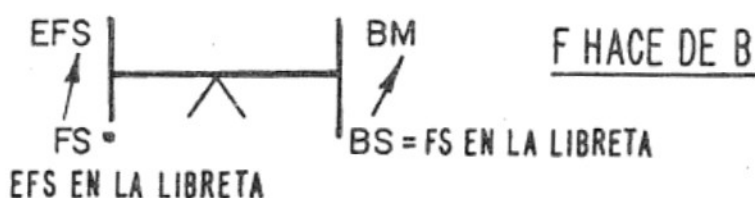
2. "BACKWARD" DIRECCION (REGRESO) DE LA SECCION

(a.) $\Sigma F = \Sigma FS$ DE LA SECCION
- ΣFS DE LA ESTACION ANTERIOR AL EFS

(b.) $\Sigma B = \Sigma BS$ DE LA SECCION
- ΣBS DE LA ESTACION DEL EFS
+ EFS

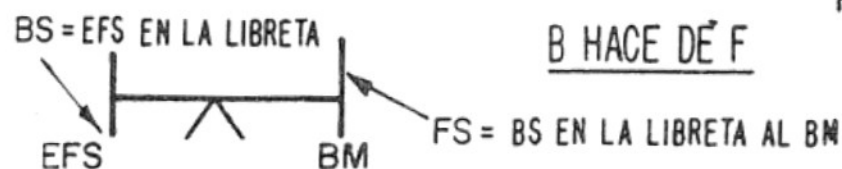
$\Sigma = \text{SUMA TOTAL}$ (MEAN
PROMEDIOS)

EL EFS EN LA
(1) ULTIMA ESTACION EN EL "FORWARD"



QUIERE DECIR
FORWARD
HACE DE
BACKWARD

EL EFS EN LA
(2) PRIMERA ESTACION EN EL "BACKWARD"



QUIERE DECIR
BACKWARD
HACE DE
FORWARD

Fig.33



CAPITULO 4

CALCULOS DE CAMPO

I. DIVERGENCIAS Y RECHAZOS

1. Nivelación “anulada” se refiere a porciones de la nivelación que hayan sido anuladas inmediatamente después de determinarse o durante la determinación en el campo, por razón de fallas evidentes al no haberse seguido los procedimientos normales de operación, por haberse movido el instrumento o una mira, o por otras razones explicadas por los observadores y anotadores.
2. Nivelación “rechazada” se refiere a la nivelación ejecutada de acuerdo con todos los reglamentos, pero cuyos resultados finales no están dentro de las tolerancias prescritas.
3. En la nivelación de primer orden, en todas las secciones donde las elevaciones de la primera corrida adelante y de la primera corrido de regreso no concuerdan dentro del límites de $4.0 \text{ mm } \sqrt{k}$ (siendo k el largo de la sección en kilómetros), la nivelación será repetida hasta obtener dos medidas en sentido opuesto que concuerden dentro del límite.
4. En nivelación de segundo orden de doble corrido (ida y regreso), en todas las secciones donde las elevaciones de la primera ida y del primer regreso no concuerden dentro del límite de $8.4 \text{ mm } \sqrt{k}$ (siendo k el largo de la sección en kilómetros), la nivelación será repetida hasta obtener dos medidas en sentido opuesto que concuerden dentro del límite. Los circuitos cerrados de segunda orden que se nivelan únicamente en un sentido, deben cerrarse dentro del límite de $8.4 \text{ mm } \sqrt{k}$ (siendo k la circunferencia del circuito en kilómetros).
5. En todas las secciones de nivelación de primer orden con longitud de 0.50 km. o menos, una divergencia entre la primera ida y el primer regreso de 2.8 mm o menor será considerada como una comprobación adecuada, no obstante los limites dados anteriormente para la nivelación de primer orden.
6. En todas las secciones de nivelación de segundo orden de doble corrida, cuyas longitudes sean de 0.50 km o menores, una divergencia entre la primera ida y el primer regreso de 5.9 mm o menor será considerada como una comprobación adecuada, no obstante los limites dados anteriormente para la nivelación de segundo orden.
7. Las tolerancias dadas para secciones de primer o segundo orden de 0.50 km o menores, son aplicables solamente en secciones de dos o más puntos de estación y no en secciones de una sola estación de instrumento, especialmente cuando las visitas sean muy cortas. Cuando se emplee un solo punto de estación la divergencia entre la primer regreso no debe exceder de 1.0 mm.



8. En nivelación de primer orden, si cualquier medida de la elevación de una sección de más de 0.50 km difiere del promedio aritmético de todas las medidas de la sección por más de $\pm 6.0 \text{ mm } \sqrt{k}$, esa medida se rechaza. No se harán rechazos de medidas con divergencias menores de $6.0 \text{ mm } \sqrt{k}$, a menos que se sospeche la presencia de un error en la medida. En tales casos, las razones para el rechazo de la medida serán claramente explicadas en los apuntes de la nivelación.

9. En nivelación de segundo de doble corrida, se aplicarán los mismos requisitos del párrafo anterior, con la diferencia de que el límite de rechazo será de $9.0 \text{ mm } \sqrt{k}$ en vez de $6.0 \text{ mm } \sqrt{k}$.

10. En nivelación de primer orden, cuando la sección tenga una longitud menor de 0.50 km (excepto en secciones de un solo punto de estación) los mismos requisitos del párrafo 8 se aplicarán, pero el límite de rechazos será de $4.2 \text{ mm } \sqrt{k}$ en vez de $6.0 \text{ mm } \sqrt{k}$.

11. En nivelación de segundo orden de doble corrida, cuando la sección tenga una longitud menor de 0.50 m. (excepto en las secciones de una sola estación), se aplicarán los mismos requisitos del párrafo 9 con la diferencia de que el límite de rechazo será de $6.4 \text{ mm } \sqrt{k}$ en vez de $0.9 \text{ mm } \sqrt{k}$.

12. En nivelación de primer orden, o nivelación de segundo orden de doble corrida, cuando se descubren errores considerables, tales como errores de lectura de metro o decímetro o transposición de visuales, después de terminar la nivelación en la sección, y se aplique la corrección necesaria, la elevación corregida puede utilizarse en el cálculo del promedio final solo cuando haya por lo menos otras dos determinaciones de elevación, entre las mismas marcas de cota fija que no sean dudosas y que concuerden dentro de los límites prescritos con el valor de elevación de la corrida ya rectificada.

13. En nivelación de segundo orden corrida en una sola dirección cuando se descubra un error de 1 metro, 1 decímetro, o transposición de vistas después de terminar la sección, el valor de la medida después de corregirse únicamente cuando haya otra determinación del desnivel entre las mismas marcas, que este fuera de duda y que concuerde dentro de los límites prescritos de segundo orden con la medida corregida.

II. COMPROBACIÓN DE LA LIBRETA DE REGISTRO DE CAMPO

La libreta de registro de campo (Form. 257 USC&GS) será comprobada por el observador al terminar el labor del día. No se comenzará la nivelación del día siguiente sin que el observador haya comprobado el trabajo del día anterior.

1. El observador comprobará lo siguiente:

(1) Que todos los puntos de comprobación estén debidamente recuperados y registrados, y que concuerden dentro de 1.0 mm



(3) Que todos los cálculos matemáticos estén correctos

2. La comprobación matemática del libro se efectúa usando la formula siguiente:

$$A + B + C - 2C \pm \Delta \text{ intervalos} = A - C$$

$A + B + C$ = la suma de las tres lecturas de la mira

$2C$ = el doble de la lectura del hilo inferior

$\pm \Delta$ intervalos = más o menos la diferencia entre los intervalos de hilos; mas, si el intervalo superior es mayor que el inferior; menos si el intervalo superior es menor que el inferior.

$$A - C = \text{suma total de los intervalos de hilos.}$$

Un ejemplo de la aplicación de esta fórmula se dará usando la hoja de las vistas atrás de la sección 2B a 2C (figura 30) como ejemplo.

(1) A la suma de las tres lecturas de la mira de la sección (14632) se añade un 0 como última cifra, de modo que el valor sea (146320). Esto se hace para llenar el lugar decimal extra de la columna “mean”.

(2) Se suman las lecturas de los hilos inferiores, (0658), (2816), y (1018). El resultado (4492) se dobla, resultando (8984), a lo cual se añade un 0 como ultima cifra, subiendo el valor a (89840).

(3) Del primer valor (146320) se resta el valor de la segunda operación (89840), el valor de la columna “Mean” (48773), y la diferencia entre los intervalos de hilos; -.7 para la estación 15, -.3 para la estación 17. El resultado de estas restas será igual a la suma de los intervalos (770), con un 0 añadido como última cifra, si el anotador ha efectuado correctamente sus operaciones. Si estas restas no comprueban la suma de los intervalos hay un error en las anotaciones que debe localizarse y corregirse, y los pasos (1), (2), y (3) deben repetirse hasta que concuerden.

(4) Las operaciones (1), (2), y (3) se repiten a continuación en forma tabulada:

$$14632.0 = \text{suma de lecturas de hilos de la hora de las vistas atrás} = A+B+C$$

$$-8984.0 = \text{doble la suma de la lectura del hilo inferior} = -2C$$

$$-4877.3 = \text{suma de promedios de la hoja de las vistas atrás} = -B$$

$$-.7 = \text{diferencia de intervalos de hilos, estación 15)}$$

$$-.3 = \text{diferencia de intervalos de hilos, estación 16) = } \pm \Delta \text{ intervalos}$$

$$.3 = \text{diferencia de intervalos de hilos, estación 17)}$$

$$770.0 = \text{suma total de los intervalos de hilos para la hoja de las vistas atrás} = A - C$$



(5) si los resultados de las operaciones (1), (2), y (3) comprueban la suma total de intervalos de hilos, el observador hará una marca nítida de comprobación en la parte superior derecha de las entradas (véase fig. 30).

(6) Las operaciones (1), (2), (3), y (5) se repiten para la hoja de las vistas adelante.

(7) La suma de las lecturas del reverso de la mira se comprueban ahora, y si concuerda se marcan con una marca de comprobación.

(8) Se comprueba el cálculo de la diferencia de elevación, la conversión de pies a metros y la distancia, y si concuerdan se marcan.

(9) Después de hacer estas comprobaciones, el observador calcula la diferencia de elevación de cualquier vista adelante extra que se haya hecho durante la nivelación de la sección.

(10) Después de completar las operaciones (1) a (9), el observador pondrá sus iniciales y una marca comprobante en la esquina inferior derecha de la hoja de las vistas adelante, para significar que ha comprobado la sección y que todas las entradas están completas y correctas.

Ejemplo:

3. El observador efectuara la comprobación aquí descrita en cada sección que se nivele durante el día.

III. RESUMEN DE CAMPO PARA NIVELACIÓN

El formulario LAGS 203 se usara para tabular en forma de resumen los resultados de la nivelación, tomados de la libreta de campo. Los resúmenes darán los resultados de cada una de la nivelación, incluyendo los datos requeridos tales como fecha, hora de nivelación, el promedio de temperatura de las miras, la longitud de la sección ya la distancia desde la marca de cota fija inicial de la línea de nivelación, hasta cada una de las marcas de cota fija en la línea.

Las secciones se arreglan en este formulario en su propio orden a lo largo de la línea. Las líneas ramales y las elevaciones determinadas de vistas adelante extra, siguen las marcas de cota de la línea principal con la cual se conectan. No deben calcularse en hojas separadas las líneas ramales ni los resultados de nivelación para elevaciones suplementarias. El cálculo de una línea de niveles es un cálculo progresivo, y si se mantienen todas las secciones en su propio orden, no solo se facilitara el cálculo sino que será menos probable que ocurran errores en las elevaciones calculadas. Háganse todas las anotaciones con tinta NEGRA o AZUL-NEGRA para que salgan más claras las copias microfilmadas.

Las anotaciones referentes a líneas ramales, vistas adelante extra, y enlaces con otras líneas deben señalarse, trazando una línea principal (veas4e fig. 34).



La columna "REMARKS" (23) debe usarse para una descripción breve de la vista adelante y para cualquier otra anotación pertinente. En el caso de una línea ramal, esta se identificara escribiendo "Línea Ramal".

Explicación del formulario:

- (1) Anótese aquí la fecha.
- (2) Hora de empezar la nivelación.
- (3) Anótese aquí la designación de la sección.
- (4) La dirección de la corrida de nivelación se indica mediante una "I" para la corrida de Ida (o "F" para "Forward") y mediante una "R" para la corrida de Regreso (o una "B" para "Backward").
- (5) El promedio de la temperatura de las miras.
- (6) Aquí se anotara el largo de cada sección de la línea principal de nivelación, y también el largo de cualquier línea ramal o punto adicional.
- (7) La distancia acumulada desde la marca de cota fija inicial de la línea de nivelación hasta cada una de las marcas de cota fija de la línea. La distancia menor de cada sección se utiliza para calcular esta cantidad.
- (8) Aquí se anotara la diferencia de elevación de cada sección, tomada directamente de la columna intitulada "Mean" (Promedio) de la libreta de campo.

Al calcular la diferencia media de elevación (columna 11) cuando haya solamente dos corridas, el valor será simplemente el promedio de las dos diferencias que aparezcan en la columna (8), y el signo de la diferencia será siempre el dela IDA. Puede darse el caso en que las diferencias de elevación sean tan pequeñas que ambas resulten con el mismo signo, y entonces el promedio llevara ese signo (véase fig. 34).

Al hacer el resumen de la nivelación de doble corrida cuando una sección tenga más de dos nivelaciones, debe tomarse el promedio aritmético de todas las diferencias de la sección (columna 8), excluyendo las diferencias que difieran tanto de las demás, que sea evidente que se ha cometido un error grande. Antes de calcular la diferencia media de elevación (columna 11) rechácense todas las diferencias (columna 8) que difieran del promedio por más de $-6.0 \text{ mm } \sqrt{k}$ (primer orden) o $\pm 9.0 \text{ mm}$. Recuérdese que absolutamente necesario que hayan dos corrientes (una IDA y un REGRESO) que tengan un cierre entre los límites de campo; $4.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ para primer orden, y $8.4 \text{ mm } \sqrt{K}$ para segundo orden.

Después de hacerse los rechazos (como queda explicado) el cálculo debe hacerse de la siguiente manera:

- (1) Tomase el promedio de todas las IDAS que no hayan sido rechazadas.



(3) Tomase el promedio de los promedios determinados en (1) y (2) y se obtendrá la diferencia media de elevación, que se anota en la columna (11)

El ejemplo que sirve para ilustra el procedimiento para hacer rechazos y calcular los promedios cuando haya más de una IDA y un REGRESO.

Supóngase que las siguientes diferencias de elevación de primer orden hayan sido observadas en una sección de 1.15 kilómetros de largo:

F + 1.4473

B - 1.4420

F - 1.4523

B - 1.4430

F + 1.4441

El promedio aritmético de las cinco nivelaciones es 1.4457, el límite de rechazo (primer orden) es de -6.0 mm $\sqrt{1.15}$ o -6.4 mm. Por consiguiente, cualquier diferencia de elevación entre los valores 1.4521 y 1.4393 es válida en este ejemplo. La tercera nivelación, + 1.4523, se rechaza.

El promedio de las corridas de IDA que nos queda es + 1.4457 y el promedio de las corridas de REGRESO es -1.4425, el promedio de las diferencias en elevación para anotar en columna 11 es:

$$\frac{(1.4457 + 1.4425)}{2} = +1.4441$$

El signo más (+) es el signo de las corrientes de IDA. La discrepancia parcial (I - R) (columna 9) es la diferencia entre + 1.4457 y -1.4425 o 3.2 mm. Esta discrepancia parcial tiene signo negativo (-) en virtud de que (excepto en casos especiales que se explicaran más tarde) la parcial lleva el signo de la menor de las diferencias usadas para calcular. En casos extraordinarios cuando las diferencias de elevación sean tan pequeñas que resulte el mismo signo en ambas corridas de IDA y REGRESO, la discrepancia parcial será la suma de las dos diferencias, pero con signo contrario. La discrepancia total acumulativa (columna 10) es la suma algebraica continua de la columna 9.

A veces resulta, como en el caso de la investigación de la TBM a VAE (véase fig. 36) que la diferencia en elevación es numérica menor que la divergencia permisible, y ambas corridas, adelante y atrás, producen diferencias de elevación del mismo signo algebraico. En tal caso, la diferencia media de elevación y la parcial se calcularan como sigue:

Considérese el caso de la última recorrida en la (figura 36). La corrida adelante resulto en una diferencia de elevación desde TBM 3 hasta VAE de -0.0030 metros, y



la corrida atrás dio un resultado de diferencia de elevación de VAE a TBM 3 de -0.0010 metros. Para obtener la diferencia media de elevación que se anotara en la columna 11 se cambia el signo de la corrida atrás y se toma el promedio de las dos lecturas:

$$\frac{(-0.0030 + 0.0010)}{2} = -0.0010$$

La diferencia parcial se obtiene empleando una elevación supuesta para TBM 3, digamos de 1.000 metro, al efectuar la corrida adelante a VAE y de regreso a TBM 3. La parcial es la corrección que debe aplicarse a la elevación de regreso a TBM 3 para que coincida con la elevación supuesta que se le dio originalmente a ese punto. En este caso la parcial se calcula numéricamente de la siguiente manera:

Elevación supuesta de TBM 3	1.0000
Corrida adelante, TMB 3 a VAE..... -	<u>0.0030</u>
Elevación calculada a VAE.....	0.9970
Corrida atrás, VAE a TBM 3..... -	<u>0.0010</u>
Elevación calculada de TBM 3.....	0.9960
Corrección necesaria para volver a la elev. supuesta de TBM 3..... +	<u>0.0040</u>
= parcial	
Elevación supuesta de TBM 3.....	1.0000
(comprobación)	

El siguiente ejemplo demuestra que este procedimiento para calcular la divergencia parcial concuerda con el procedimiento de norma en casos más comunes.

Supóngase: Adelante +1.4732
Atrás -1.4715

Siguiendo la regla de norma, la diferencia entre las dos corridas, con el signo de la divergencia menor de una parcial de -1.7m.

Elevación supuesta del primer punto.....	1.0000
Corrida adelante..... +	<u>1.4732</u>
Elevación calculada del segundo punto.....	2.4732
Corrida atrás..... -	<u>1.4715</u>
Elevación calculada del primer punto.....	1.0017
Corrección necesaria para volver a la elev. supuesta del 1er punto... -	<u>0.0017</u>
= parcial	
Elevación supuesta del primer punto.....	1.0000
(comprob.)	



La columna 18 contiene las designaciones de las marcas en el extremo delantero de cada sección, y la elevación observada de cada una de estas marcas se anotaran por la oficina de cálculos.

Las columnas (12), (13), (14), (15), (16), (17), (19), (20), (21) y (22) son para el uso de la oficina de cálculos, ya que ninguna de estas correcciones forma partes de los cálculos de campo.

En cada página se debe sumar algebraicamente la columna 11 (sin sumar cantidades entre líneas negras), y se escribirse en lápiz el total al final de la columna.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

ABSTRACT OF FIRST ORDER LEVELS

LINE SAN CARLOS - RIO HATO

COUNTRY UTOPIA INSTRUMENT WILD III 39381 RODS 726-727

OBSERVER RODRIGUEZ PROJECT

OFFICE

COMPUTER N.A. FRENCH COMPUTER

YEAR	DESIGNATION OF SECTION	F OR B	TEMP OF RODS	LENGTH OF SECTION	DISTANCE FROM BM	DIFFERENCE OF ELEVATION EACH SECTION	DIVERGENCE (B-F)	MEAN DIFFERENCE OF ELEVATION	CORRECTIONS	CORRECTED DIFFERENCE OF ELEVATION EACH SECTION	OBSERVED MEAN DIFFERENCE OF ELEVATION	DESIGNATION OF BENCH MARK	OBSERVED ELEV OF BM ABOVE MEAN SEA LEVEL	LATITUDE	C ₀	ORTHOMETRIC CORRECTION	REMARKS
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
1957	H-8																
8 Ago 1125	J-8	B	30	0.30		-0.4570	-	+0.4570				J-8	282.3430				ENLACE CON LA LINEA B-1936 DIF. DE 1936 = +0.4570m. ESTA DIF. = +0.4570m. DIVERGENCIA = 0.00mm. DIF. 1936 = 0.00mm.
8 Ago 1150	J-8	F	30	0.58		-3.1608											
8 Ago 1100	TBM-1	B	70	0.57	0.57	+3.1610	-0.2	-0.2	-3.1609			TBM-1					
8 Ago 1300	TBM-1	F	32	0.77		-1.7373											
8 Ago 1030	Y-159	B	30	0.77	1.34	+1.7396	-2.3	-2.5	-1.7384			Y-159					
8 Ago 1330	Y-159	F	34	0.80		+0.8440											
8 Ago 1010	TBM-2	B	30	0.80	2.14	-0.8421	+1.1	-1.4	+0.8416			TBM-2					
8 Ago 1410	TBM-2	F		0.61		-0.0170											
8 Ago 1000	V.A.E.	B		0.62		+0.0200	-3.0		-0.0185			V.A.E.					TAPE ROL E. DE PUL. CERRADO DEL NORTE Y E. CARA. INTERAMERICANA.
8 Ago 1315	TBM-2	F	33	0.93		-1.8403											
8 Ago 0945		B	30	0.93		+1.8444											
8 Ago 1420	Z-159	B	34	0.93	3.07	+1.8414	-2.6	-4.0	-1.8416			Z-159					
8 Ago 1500	Z-159	F		0.01		+1.8310											
8 Ago 0940	V.A.E.	B		-0.01		-1.8297	-1.3		+1.8304			V.A.E.					INT. E. CARA. INTERAMERICANA Y "T" CANNONATE.
8 Ago 1500	Z-159	F	34	0.87		+4.6807											
8 Ago 0940	TBM-3	B	28	0.87	3.94	-4.6817	+1.0	-3.0	+4.6812			TBM-3					
8 Ago 1435	TBM-3	F		0.57		-0.0030											
8 Ago 0920	V.A.E.	B		0.55		-0.0010	+4.0		-0.0010			V.A.E.					TERMINO N.E. PUENTE Y RIL A. DE CARA. PISO DE PUENTE D. S. METROS SOBRE NIVEL DEL AGUA. NIVEL NOROCCAL DEL RIL



CRUCE DE RIO

I. GENERALIDADES.

De vez en cuando será necesario extender una línea de nivelación a través de ríos, lagos, pantanos u otros obstáculos, donde las distancias de las vistas requeridas excederán a las que se permite usar en nivelación geodésica. El método que se describe a continuación ofrece solución exacta y económica del problema.

Normalmente las brigadas de nivelación no tendrán el personal ni equipo necesario para ejecutar el trabajo de cruzar ríos; pero generalmente al efectuar el reconocimiento preliminar se hará evidente si la línea de nivelación atraviesa ríos u otros obstáculos grandes, y la oficina del proyecto planea con suficiente anticipación los proyectos especiales de esta índole. Se necesitan dos brigadas con sus equipos, y cuatro tablillas o blancos especiales, generalmente de aluminio, de 12 pulgadas de largo por 6 de ancho, pintada de negros con una raya blanca. Si no hay puentes cercanos ni otro medio práctico para cruzar el río, se necesitarán un bote para trasladar el personal y el equipo de un lado del río al otro.

Cuando no se tengan disponibles los elementos necesarios para el cruce, puede continuarse la nivelación desde la orilla opuesta del río, evitando así la paralización del trabajo y dejando esa sección de la línea abierta hasta que sea posible hacer el cruce. Deben dejarse tres marcas de cota fija a cada lado del río, con puntos de referencia (uno para cada marca) para comprobar cualquier movimiento o trastorno que puedan sufrir las marcas de cota fija.

II. PROCEDIMIENTO DE TRABAJO.

Las miras y las tablillas generalmente se sitúan de la siguiente manera:

Se colocan en posición vertical dos miras sobre las dos marcas de cota fija, una a cada lado del río, sosteniéndolas con hilos o alambres como “vientos”. Los instrumentos se montan también a cada lado del río, a la derecha de la mira, y un poco al frente, de manera que la línea visual de cada nivel cruce ambas miras, tanto la cercana como la del otro lado, a una altura conveniente. El observador en el lado A nivela su instrumento con precisión y se dirige, por medio de señales con las manos, el movimiento de una tablilla o cualquier blanco sobre la mira B, hasta que coincidan con la línea visual a nivel del lado A. luego se colocan dos tablillas en la mira B de modo que una queda arriba y la otra debajo de la línea visual del anteojo en A. este procedimiento se repite en sentido contrario por el observador en B, quien dirige la colocación de las tablillas sobre la mira A.

Cada tablilla debe colocarse de modo que la ranura que se encuentra en su centro quede exactamente sobre una división de centímetro, y la distancia entre la ranura de la tablilla superior y la de la tablilla inferior debe ser en decímetros enteros, sin exceder de un metro, pero con espacio suficiente para permitir un movimiento del



micrómetro de n entre 20 y 50 divisiones cuando el observador suba y baje el hilo central del nivel desde el centro de una tablilla hasta el centro de la otra. La colocación simétrica de las tablillas arriba y abajo de la línea de nivel es deseable pero no absolutamente necesaria. La lectura de la mira se puede efectuar a través de la ranura en el centro de la tablilla, o se puede usar un compás de punta fija para medir desde una división de un decímetro visible en la mira hasta el centro de la tablilla, y calculase después el punto, midiendo el intervalo en una sección clara de la mira. Si no se usa el compás, es necesario tener gran cuidado de que la paralaje no cause lecturas erróneas.

Una vez que las tablillas hayan sido colocadas en las miras en ambos lados del río, se dará comienzo a las observaciones.

El procedimiento general consiste en hacer observaciones reciprocas y simultaneas desde ambos lados del río. Esto tiene la ventaja de que así prevalecerán las mismas condiciones atmosféricas para las lecturas de ambos observadores, y los errores causados por la refracción tenderán a compensarse.

El observador en cada lado del río lee primero la mira cercana, y luego, a una señal previamente convenida, principian las observaciones simultaneas sobre la mira lejana.

Cada observador enfoca con su instrumento, colocando el hilo medio en el centro de la tablilla inferior de la mira distante, y lee el tambor del micrómetro. Luego nivela el instrumento cuidadosamente y lee de nuevo el micrómetro. A continuación atraviesa el centro de la tablilla superior con el hilo medio y toma la lectura del micrómetro. Estas lecturas deben hacerse hasta el décimo de una división. Se repite el procedimiento hasta que se hayan tomado por lo menos 25 lecturas de los tres puntos. Al terminar, cada observador da la señal convenida. Si uno termina primero, como sucederá algunas veces, debe continuar tomando lecturas hasta que el otro haya completado las 25 que le corresponde como mínimo. Luego confirman, mediante señales, que un juego de observaciones se ha terminado.

Las figuras 35 y 36 ilustran el principio de este método. Supongamos que T y B son las posiciones de las tablillas superior e inferior, respectivamente, y que la L es el punto donde la línea visual a nivel del instrumento opuesto atraviesa la mira. Ahora, supongamos que las lecturas en el micrómetro del nivel cuando el hilo medio atraviesa los blancos T y B son 90.604 y 44.192 respectivamente, y que la lectura del micrómetro con el telescopio completamente nivelado es 66.478. Entonces, si los blancos o tablillas tiene espacio de 0.4000 m. De separación, el intervalo con el telescopio nivelado será (la inferior) y el punto de intersección con el telescopio nivelado será igual a:

$$\frac{(Lect. microm. en L) - (Lect. micróm. en B)}{(Lect. microm. en T) - (Lect. micróm. en B)} \times \text{espacio entre tablillas}$$



$$\frac{66.478 - 44.192}{90.604 - 44.192} \times 0.40000 = 0.1921 \text{ metros}$$

Si la tablilla B marca una lectura de 1.600 metros en la mira, entonces la línea de nivel de la visual cruzara la mira en $1.600 + -0.1921 = 1.7921$ metros.

Después de terminar el primer juego de 25 lecturas, los observadores cambian de puesto, llevándose cada uno su instrumento y dejando los trípodes en el mismo lugar con el fin de que no haya necesidades de mover las tablillas.

Luego que los observadores hayan ocupado sus nuevos puestos en el lado opuesto del río, procederán a tomar un nuevo juego de lecturas, cada uno de por lo menos 25 observaciones. Se toma luego la lectura de la mira cercana, se nivela el instrumento y se lee la mira cercana nuevamente. Un tercer juego de observaciones sobre la mira distante se toman ahora del mismo modo que los anteriores.

Cuando el tercer juego de observaciones este completo, los observadores cambiarán nuevamente de lugar, llevando consigo solamente el instrumento. Después de regresar a sus estaciones originales toman un cuarto juego de observaciones de 25 lecturas, como antes, sobre la mira distante, cerrando con una lectura sobre la mira cercana.

Los libros de campo contienen ahora para cada lado del río por lo menos 100 enfoques en la mira distante y 4 lecturas de la cercana. Debe haber, pues, una lectura en la mira cercana por cada 25 enfoques sobre la lejana. Esto constituye un día de observaciones. Se requiere un mínimo de dos días de observaciones separados para este método. Si los dos días de observaciones no concuerdan dentro de un límite de $4.0 \text{ mm } \sqrt{K}$ (K = distancia del cruce en kilómetros), las observaciones deben continuarse del mismo modo y en días separados hasta que dos días diferentes de trabajo concuerden dentro del límite ya prescrito.

El formulario 257 para observaciones con nivel de burbuja se usa para registrar las lecturas. La página izquierda (vista atrás) se usa para anotar las lecturas de la mira cercana, y las 25 observaciones de la mira distante se anotan en la página derecha (vista adelante). Úsese una página separada para cada juego.

Cada instrumento deberá ajustarse con tanta exactitud como sea posible, obteniéndose también el factor "c" al comienzo de cada día de observaciones.

CRUCE DE RIO

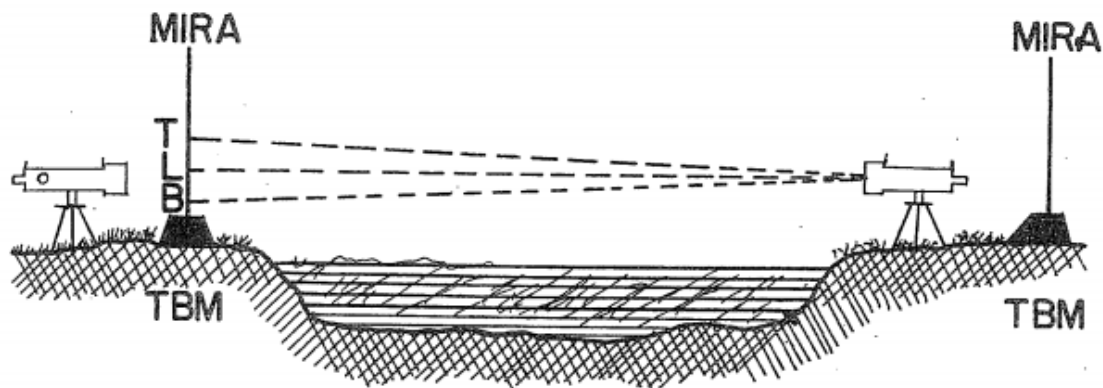


Figura 35

Observador B, juego 1°, leer la mira cercana una vez con el telescopio nivelado, después 25 observaciones a la lejana.

Observador A, juego 2°, 25 observaciones a la mira lejana, después una observación a la mira cercana; renivelar telescopio y leerla otra vez.

Observador A juego 3°, hágase 25 observaciones a la mira lejana.

Observador B, juego 4°, 25 observaciones a la mira lejana y después una a la cercana.

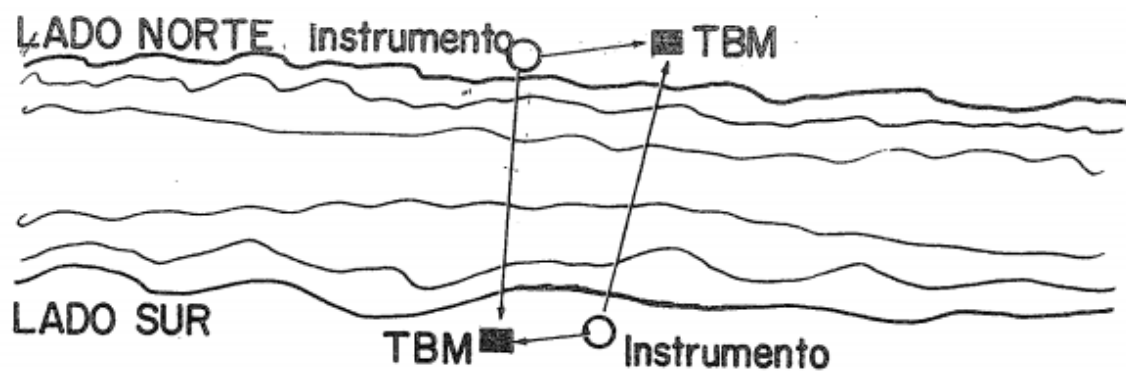


Figura 36

Observador A, juego 1°, leer la mira cercana una vez con el telescopio nivelado, después 25 observaciones a la mira lejana.

Observador B, juego 2°, 25 observaciones a la mira lejana, después una observación a la mira cercana; renivelar telescopio y leerla otra vez.

Observador B, juego 3°, hágase 25 observaciones a la mira lejana.

Observador A, juego 4°, 25 observaciones a la mira lejana y después una a la cercana.

DE RÍO

- A. Localización. Dese el área general, nombre del río, etc.
- B. Dirección hacia adelante de la línea.
- C. Distancia del cruce entre marcas de cota fija. Esta distancia puede determinarse midiendo en un mapa, por medio de estadía si la distancia no es muy larga, o por medio de la fórmula siguiente:

Distancia

$$\frac{\text{Intervalo en las tablillas}}{\text{intervalo del mic. } T - B \times 0.00001}$$

o también,

$$\frac{(8)}{(12) \times 0.00001} \text{ Cuando se usen instrumentos Wild.}$$

- (1) Escribese el año debajo del encabezamiento de esta columna.
- (2) Hora en que se tomaron las vistas.
- (3) Nombre del observador.
- (4) Lado del río. Escribese aquí desde que orilla se hizo la observación, si fue desde el lado norte, sur, este u oeste.
- (5) Número del instrumento usado.
- (6) Colocación de la tablilla superior del lado opuesto del río en (4).
- (7) Colocación de la tablilla-inferior del lado opuesto del río en (4).
- (8) Intervalo entre las tablillas que sirvieron de objetivos, esto es (6) - (7).
- (9) Promedio del juego de las lecturas del micrómetro, tablilla superior.
- (10) Promedio de las lecturas (micrómetro) con el instrumento nivelado.
- (11) Promedio de las lecturas (micrómetro) en la tablilla inferior.
- (12) (9) - (11) Es lo mismo que "tablilla superior menos tablilla inferior", intervalo en el micrómetro.
- (13) (10) - (11).
- (14) (13) / (12) x (8).
- (15) Lectura del hilo central en la mira cercana (vista atrás),
- (16) (7) + (14).
- (17) (15) - (16).
- (18) Promedio de la diferencia en elevaciones determinadas simultáneamente.
- (19) Promedio del par de promedios en (18).
- (20) Valor final para un día de observación, promediando dos valores en (19) para cada día.

Debe notarse que las diferencias de elevación separadas de la columna (17) varían mucho; pero esto se debe al hecho de que las observaciones no han sido corregidas en cuanto a curvatura y refracción ni error de nivel, cuyos efectos son grandes en

Se ha determinado por experiencia que en la mayoría de los casos se puede obtener una determinación bien exacta en dos días de observación.

El buen resultado de este método, como en toda nivelación recíproca, depende en gran parte de la uniformidad de refracción sobre la línea en direcciones opuestas. Para asegurar esta uniformidad, las condiciones en ambos lados del río deben ser lo más semejantes posible, con la línea visual cuando menos a diez pies sobre la superficie del agua. Si las condiciones topográficas son bastante buenas, no ocurre demasiada refracción por el calor y se efectúan las observaciones con cuidado, los resultados de los dos primeros días de observación generalmente concordarán dentro de la tolerancia prescrita, y no se requerirán observaciones adicionales. Sin embargo, si por alguna razón los resultados de los primeros dos días no concuerdan dentro de los límites prescritos, se deben continuar las observaciones sin falta hasta que los resultados de dos días de observación concuerden dentro del grado requerido. Si no se obtiene este acuerdo al final de cuatro días de observación, se debe considerar un cambio de sitio para el cruce. Si esto no es factible, el caso debe referirse a la Oficina para que se estudie y se decida cómo proceder.

En todo caso, si no se completa un cruce dentro de un intervalo de cuatro días de observación, debe enviarse a la Oficina un informe completo y un resumen de los resultados, con una solicitud de instrucciones a seguir.

Debe tenerse presente que las observaciones de medio día, de acuerdo con el programa delineado anteriormente, constituyen una determinación de la diferencia en elevación entre las marcas de cota fija situadas en los lados opuestos del río. Luego, el trabajo de la segunda parte del día constituye otra observación completa. Las dos pueden considerarse y resumirse como una corrida adelante y una atrás. Sin embargo, la importancia de un cruce de este tipo y la incertidumbre respecto a la refracción en las vistas largas hacen necesario que se efectúen más de una corrida adelante y atrás, aunque las primeras concuerden dentro de la tolerancia prescrita.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

INTER AMERICAN GEODETIC SURVEY COMPUTATION OF RIVER-CROSSING OBSERVATIONS

^(A)
LOCATION *Rio SICO*

^(B) FORWARD DIRECTION OF LINE *TBM-Norte a TBM-Sur* ^(C) DISTANCE *1.02 Km.*

DATE	TIME	OBSERVER	RIVER SIDE	INST.	TARGET TOP	SETTING BOTTOM	TARGET INTERVAL	MEAN TOP	MICROMETER LEVEL	BOTTOM	MIC INTERVAL T-B	L-B	ROD L-B	B.S.	F.S.	DIFF ELEV	MEAN	MEAN OF PAIR	MEAN OF SET
MAR 20 1963	0910	GONZALEZ	N	39494	1.3600	0.7890	0.5710	89.474	64.110	35.556	53.918	28.554	0.3024	0.8700	1.0914	0.2214			
MAR 25	0909	PEREZ	S	36849	1.8600	1.4100	0.4500	131.536	105.688	86.920	44.616	18.768	0.1853	1.8103	1.5993	0.2110	0.2162		
MAR 25	1035	PEREZ	N	36849	1.3600	0.7890	0.5710	127.200	101.140	68.544	58.656	32.596	0.3173	0.8893	1.0643	0.2170		0.2182	
MAR 25	1035	GONZALEZ	S	39494	1.8600	1.4100	0.4500	75.820	49.870	33.270	42.550	16.600	0.1756	1.8090	1.5856	0.2234	0.2202		
MAR 25	1122	PEREZ	N	36849	1.3600	0.7890	0.5710	125.860	99.460	67.124	58.736	32.336	0.3144	0.8893	1.034	0.2141		0.2158	
MAR 25	1122	GONZALEZ	S	39494	1.8600	1.4100	0.4500	74.364	49.150	31.725	42.639	17.425	0.1839	1.8090	1.5909	0.2181	0.2146		
MAR 25	1219	GONZALEZ	N	39494	1.3600	0.7890	0.5710	77.847	52.427	23.013	54.834	29.414	0.3063	0.8880	1.0953	0.2073		0.2134	
MAR 25	1210	PEREZ	S	36849	1.8600	1.4100	0.4500	128.688	101.948	83.624	45.064	18.324	0.1830	1.8100	1.5930	0.2170	0.2122		
SEGUNDO LUGAR																			
MAR 26	1021	GONZALEZ	N	39494	1.2700	0.7500	0.5200	72.279	48.254	22.339	49.940	25.915	0.2698	0.7990	1.0198	0.2208			
MAR 26	1021	PEREZ	S	36849	1.9300	1.4300	0.5000	136.956	112.852	87.896	49.060	24.956	0.2543	1.8947	1.6943	0.2104	0.2156		
MAR 26	1110	PEREZ	N	36849	1.2700	0.7500	0.5200	129.379	103.966	76.982	52.397	26.984	0.2678	0.8020	1.0178	0.2158		0.2168	
MAR 26	1110	GONZALEZ	S	39494	1.9300	1.4300	0.5000	68.192	43.684	20.380	47.812	23.304	0.2437	1.8937	1.6737	0.2200	0.2179		
MAR 26	1204	PEREZ	N	36849	1.2700	0.7500	0.5200	130.492	106.816	78.808	51.684	28.008	0.2818	0.8020	1.0318	0.2298		0.2189	
MAR 26	1205	GONZALEZ	S	39494	1.9300	1.4300	0.5000	68.328	43.940	20.416	47.912	23.524	0.2453	1.8937	1.6785	0.2182	0.2240		
MAR 26	1326	GONZALEZ	N	39494	1.2700	0.7500	0.5200	52.552	27.676	1.712	50.840	25.964	0.2656	0.7990	1.0156	0.2176		0.2210	
MAR 26	1326	PEREZ	S	36849	1.9300	1.4300	0.5000	131.124	107.456	82.052	49.072	25.404	0.2588	1.8973	1.6988	0.2185	0.2180		

COMPUTED BY *P.E. TRUXTON*

CHECKED BY *J.D. ROSHOLT*

DATE *27 MARZO 1963*



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

CAPITULO 6

INFORME SOBRE TERMINACIÓN DE LINEA DE NIVELACIÓN

I. GENERALIDADES

Al terminar las operaciones de nivelación de cada línea, se someterá un informe de terminación junto con los registros de campo. Este informe se prepara en forma de Nota de Referencia y se incluye en el oficio de remisión con los otros documentos. El contenido y tamaño del informe varían según los detalles especiales y rutinarios que se presenten. La mayoría de los detalles que debe abarcar el informe pueden y deben obtenerse durante la selección de sitios y el establecimiento de marcas de cota fija. Se incluirán los siguientes detalles:

- (1) Ubicación: indíquese el país, provincia, largo de línea, puntos terminales y ciudades principales en la ruta; inclúyase un mapa del camino, y muéstrense empalmes.
- (2) Propósito: indíquese el propósito general o específico de la línea.
- (3) Orden de nivelación.
- (4) Fecha: fechas en que se comenzó y se terminó la nivelación.
- (5) Personal: experimentado o estudiantes.
- (6) Equipo: instrumentos, miras, sapos, tipo de transportación que se empleó.
- (7) Descripción de la ruta: indíquese si es vía férrea, camino siempre transitable, camino de tierra afirmado, camino de tierra sin afirmar, vereda, etc. Elementos topográficos; terreno montañoso, llano, quebrado, cultivado; pantano, pasto, selva, o desierto. Inclúyanse anotaciones sobre detalles tales como canales, líneas de transporte, de energía, tuberías, etc., que se encuentren a lo largo o a través de la línea de nivelación.
- (8) Enlaces con levantamientos de otras agencias: anótense los enlaces con levantamientos de otras agencias. Si no se hizo ninguno, se requiere un informe negativo, declarando que se investigaron todas las posibilidades de que existieran levantamientos verticales en los alrededores, y no se encontró ningún.
- (9) Enlaces con estaciones de triangulación: anótense los enlaces efectuados con estaciones de triangulación; si no se hizo ninguno, explíquese por qué. Las razones pueden ser, por ejemplo: (a) que no existen estaciones en la región; (b) que aunque



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

haya estaciones en la región (nómbrese las estaciones) no quedan accesibles a la ruta de nivelación de primer orden; o (c) que las estaciones anotadas se enlazarán en el futuro con las estaciones de la línea, ya sea por nivelación terrestre o por métodos trigonométricos. La anotación debe mostrar que se ha estudiado detalladamente la posibilidad de efectuar enlaces con el sistema de control horizontal.

(10) Marcas de cota fija: describase el espaciamiento en general, detalles de construcción, nomenclatura y tipo de discos empleados.

(11) Elementos especiales: anótense detalles con respecto al clima o a otros elementos que se consideren de importancia en las operaciones. Inclúyanse fotografías de las operaciones (indíquese la disponibilidad de los negativos).

(12) Discrepancias: si no existen se requiere un informe negativo. Si existen discrepancias o deficiencias conocidas de poca importancia, que no se relacionen con el orden de nivelación requerido, se anotan y se explica por qué no son de importancia. Si existen elementos importantes que no sea posible corregir, declárese y explíquese en detalle. Anótese también cualquier discrepancia que se encuentre al efectuar enlaces con trabajo anterior o de otras agencias.

(13) Recomendaciones: el trabajo debe justificar la siguiente declaración: "Se recomienda que el trabajo de nivelación objeto de este informe, se acepte para fines geodésicos y de control cartográfico básico." Se deben incluir recomendaciones que puedan ayudar en el análisis de los datos presentados o ser útiles en operaciones futuras de levantamientos en el área. No debe recomendarse que se rechace ni que se realice de nuevo la nivelación; este es un informe de terminación de línea, y una decisión de esa naturaleza, si es necesario hacerla, deberá hacerse e implementarse antes de escribir el informe.

II. EJEMPLO

ASUNTO: Informe Sobre Terminación de Línea de Nivelación Barrio San José -
Atenas San Mateo (1953) .

POR CONDUCTO DE:

Project Director

Inter American Geodetic Survey

Costa Rica Project

PARA: The Director

Inter American Geodetic Survey

Fort Clayton, Canal Zone



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

ATTN: Vertical Control Branch

1. UBICACIÓN

La línea de nivelación Barrio San José - Atenas - San Mateo se encuentra ubicada en la Provincia de Alajuela, Costa Rica. La línea comienza en la marca de cota fija 243 en el pueblo de Barrio San José, donde está unida a la línea Alajuela-Barranca (1949-50), y termina en la marca de cota fija 1304 en la población de Alajuela, donde se encuentra unida a la línea Mateo-Orotina (1953).

2. ORDEN Y PROPÓSITO

La línea Barrio San José-Atenas-San Mateo es una línea de nivelación de primer orden de doble corrida. El propósito de esta línea fue extender la red de control básico de Costa Rica. Se halló que la diferencia acumulada de elevación desde la marca de cota fija 243 hasta la marca de cota fija 1304 es de 628,6987 metros. La línea tiene una distancia taquimétrica de 41.78 kilómetros.

3. FECHAS, PERSONAL Y EQUIPO

El trabajo en esta línea de nivelación comenzó el 12 de junio de 1953 y fue terminado el 1 de septiembre de 1953 por el Sr. Franklin Vargas H. y la brigada de nivelación. El Sr. Vargas usó el Nivel Wild N-3 Núm. 39380 con miras pareadas 639 y 646 junto con puntos de apoyo de tipo plataforma (sapos) de tres patas. La transportación se hizo por vehículo portarropa y a pie. La corrida de la sección en Barrio San José fue realizada por el Sr. Jorge Chávez y la brigada de nivelación. El Sr. Chávez empezó este trabajo el 27 de marzo de 1957 y lo terminó el 29 de marzo de 1957. El Sr. Chávez usó el nivel Wild N-3 Núm. 31801 en marzo 29.

4. DESCRIPCIÓN DE RUTA

La ruta de la nivelación sigue un camino de tierra desde Barrio San José hasta Atenas, pasando a través de las poblaciones de Animas y La Garita. En un punto a 4.17 km. al este de Atenas, la ramal a la estación ferroviaria de Atenas se separa en dirección al Sur. Desde Atenas a San Mateo la ruta sigue una vereda, transitable solamente durante la estación seca a través de las poblaciones de Sabana Larga de Atenas, Barrio Jesús, y Desmonte.

5. ENLACES CON LEVANTAMIENTOS DE OTRAS AGENCIAS.

No se hicieron enlaces con levantamientos de otras agencias, ya que no existía ninguno en la región.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

6. ENLACES CON TRIANGULACIÓN

No se hicieron enlaces con estaciones de triangulación, ya que no había ninguna accesible a la ruta de nivelación que se siguió.

7. MARCAS DE COTA FIJA

Las marcas de cota fija fueron establecidas por el IGCR y son discos de bronce de nueve centímetros con espiga redonda de 1.5 cm., colocados en hitos de concreto reforzado prevaciado o incrustados en elementos existentes. Los hitos de concreto reforzado son de 12 cm x 12 cm x 100 centímetros de alto colocados en hoyos de un metro de profundidad, los cuales son luego rellenados con rocas y concreto. Las marcas están estampadas con números desde 1352 hasta 1374, inclusive. El espaciamiento medio entre marcas de cota fija es de 1.35 kilómetros.

8. DISCREPANCIAS

Se encontraron las discrepancias siguientes en este trabajo:

- a. No se obtuvo un cierre de campo ($4\sqrt{k}$) desde la sección 1372 hasta Z-905.
- b. Hubo una lectura menor de 0.200 metros.
- c. Hubo siete (7) lecturas mayores de 3250 metros.
- d. Las temperaturas de las miras se registraron con números 1 y 2 y no con los números de la mira según se requería.

No se someten en esta ocasión las descripciones de las marcas de cota fija. Sin embargo, se espera que estas descripciones serán enviadas en un futuro cercano, antes del 1 de junio de 1957.

9. CIERRES DE CIRCUITO

Un cálculo preliminar del circuito formado por esta línea, una porción de la línea Alajuela-Barranca (1949-50), la línea San Mateo-Orotina (1953), y una porción de la línea Puntarenas-Puerto Limón (1948-49), da los siguientes cierres:



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

<u>Circuito N°m. 1</u>	Diferencia en Metros de Elevación	Distancia en Kilómetros
BM 44-B a BM 243	-54.0166	3.23
BM 243 a BM 38	-396.9215	18.77
BM 38 a BM 44-B	+450.9745	22.66
Cierre	+000.0364 m	Distancia
o	+ 36.4 mm.	44.66 Km.
 <u>Circuito N°m. 2</u>		
BM 44-B a BM 243	-54.0166	3.23
BM 243 a BM 1304	-628.6987	41.78
BM 1304 a BM 28	- 29.5166	3.95
BM 28 a BM 44-B	+712.2531	51.60
Cierre	+000.0212 m	Distancia
o	+ 21.2 mm.	100.56 Km.

10. RECOMENDACIONES

Se recomienda que el trabajo objeto de este informe sea aceptado como nivelación de primer orden para los fines de control geodésico y cartográfico y que no se realicen más trabajos relacionados con la línea en cuestión.

GRAVIMETRÍA

11. RESUMEN

La gravimetría está constituida por un conjunto de técnicas que tiene la finalidad de determinar el campo de gravedad terrestre, debido a una desigual repartición de masas en la corteza terrestre. Para conocer este campo de gravedad se deben realizar mediciones de la gravedad con diferentes tipos de gravímetros y metodologías que conduzcan a un establecimiento y materialización de redes gravimétricas de referencia. Dentro de las diferentes metodologías de medición encontramos mediciones absolutas y relativas las mismas que fueron realizadas en todo el mundo para alcanzar los propósitos anteriormente descritos. El Ecuador no es la excepción, algunas décadas atrás se realizaron múltiples trabajos gravimétricos llegando a establecer estaciones de referencia enlazadas a un dátum gravimétrico mundial (IGSN71), posteriormente, en base al sistema de referencia establecido, se realizaron campañas de campo para implementar la Red Gravimétrica Fundamental del Ecuador y posteriormente la Red Gravimétrica Absoluta del Ecuador (REGA-EC). (FLORES & POZO, 2016)



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

12. INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos fundamentales para el establecimiento de una red de gravimétrica es el de crear un marco de referencia de control para estudios gravimétricos aplicados en la geodesia, geofísica, geodinámica, etc. Hablamos de sistema de referencia gravimétrico como una definición convencional del valor de la gravedad y un marco de referencia gravimétrico a la materialización física de dicho sistema.

Las redes de gravedad pueden ser globales, regionales o locales y su establecimiento está basado en etapas de diseño, medición (observaciones de gravedad absolutas y/o relativas), cálculo y compensación o ajuste.

El Instituto Geográfico Militar (IGM), encargado de la determinación y mantenimiento del sistema de referencia geodésico del país, estableció en los años 2002 y 2003 la Red Gravimétrica Fundamental del Ecuador, la misma que contó con apoyo el del Instituto Brasileño de Geografía y Estadística (IBGE), de la Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo (UPSP) y del Instituto Oceanográfico de la Armada (INOCAR). Esta red está conformada por 41 puntos distribuidos homogéneamente en el país, fue medida con gravímetros relativos Lacoste&Romberg y densificada mediante valores relativos a través de un punto de orden superior como es el perteneciente a la Red Mundial IGSN71 ubicada en el subsuelo de Observatorio Astronómico de la ciudad de Quito. A partir de esta red se han realizado un sinnúmero de observaciones gravimétricas a lo largo del país, sobre todo la densificación sobre líneas de nivelación, ríos navegables de la Amazonía o mallas con equidistancia de 5Km así como y la generación de un banco de datos gravimétricos de aproximadamente 5000 puntos en el país. (FLORES & POZO, 2016)



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

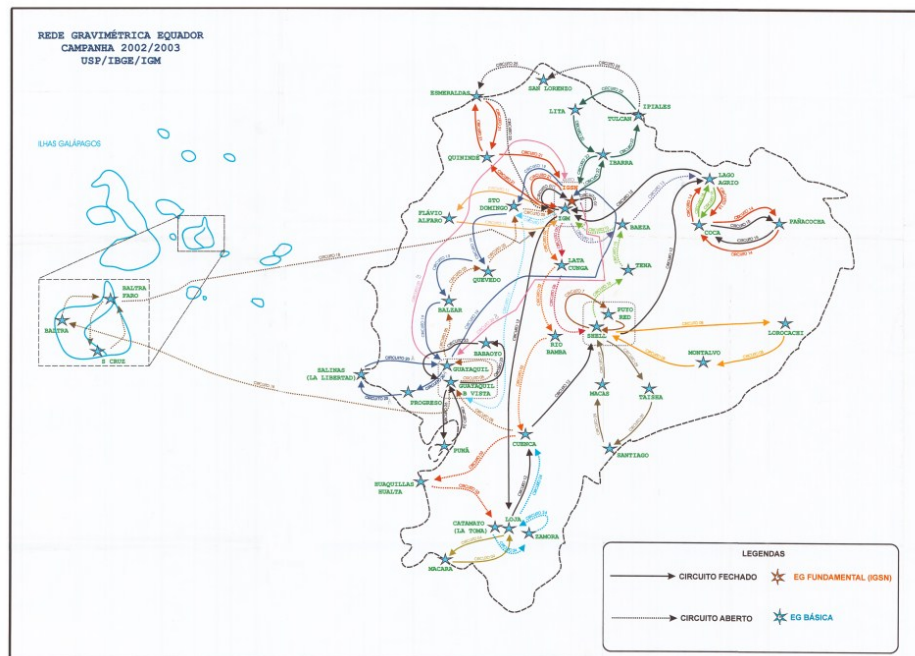


Figura 1. Circuitos de la Red Gravimétrica Fundamental del Ecuador

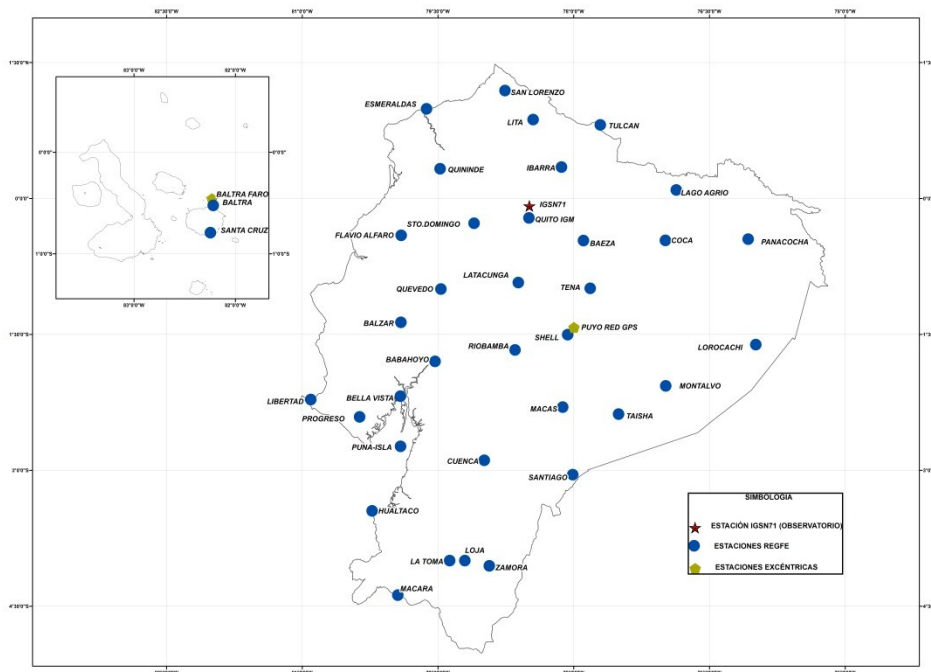


Figura 2. Red Gravimétrica Fundamental del Ecuador

En el año 2017 se estableció la Red Gravimétrica Absoluta del Ecuador, la misma que conto con el apoyo del Centro de Estudios Geodésicos (CENEGEO), Universidad Politécnica de Sao Paulo (EPUSP), Instituto Geográfico y Cartográfico de Brasil (IGC). La Red está conformada por 26 puntos distribuidos a lo largo del país, fue medida con un gravímetro absoluto A-10. A partir de esta Red se espera realizar el ajuste de los distintos trabajos que se realizaron en el pasado. (FLORES & POZO, 2016)

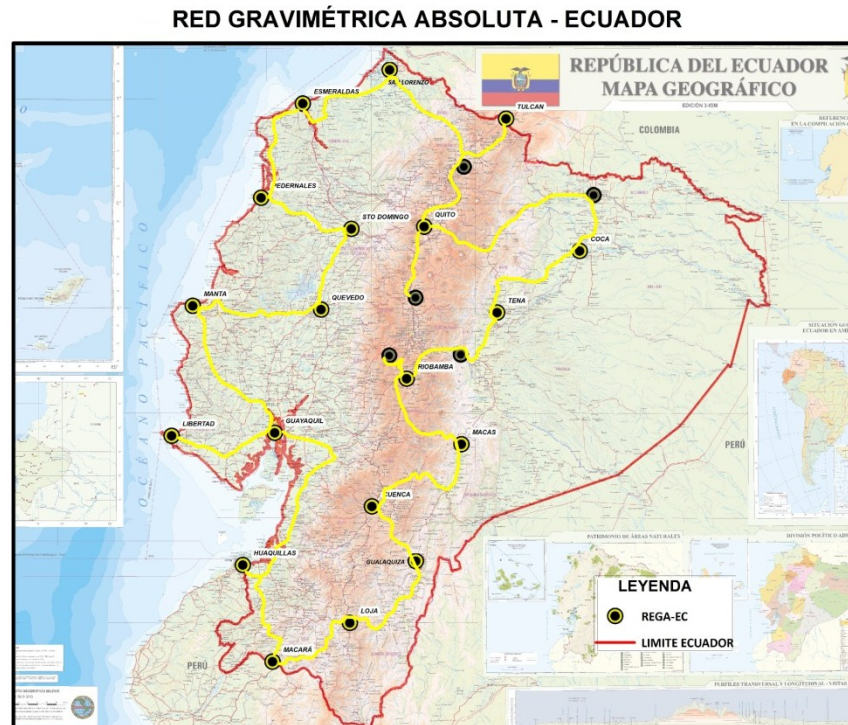


Figura 3. Red Gravimétrica Absoluta del Ecuador (REGA-EC)

13. PROCEDIMIENTOS QUE SE REALIZAN EN GRAVIMETRIA.

Debido a que los gravímetros son equipos muy sensibles y delicados, hay varios parámetros del instrumento que se recomienda verificar y ajustar periódicamente, dichos parámetros son: corrección de deriva (de ser necesario), compensación de inclinación mientras se encuentran conectados y cargándose (todo el tiempo), sensibilidad de inclinación de los gravímetros previo la salida de campo, un aspecto importante a tomar en cuenta es el efecto de la histéresis elástica (cambio en la tensión elástica del resorte principal). (SCINTREX, 2006) (Calderón, 2014).

a. GABINETE

1. Planificación para Densificación Gravimétrica

- Se escoge el método de escalera modificada, el cual consiste en realizar las mediciones de inicio y fin de un circuito Gravimétrico en un punto conocido de la Red Fundamental o de la Red Absoluta (estaciones que poseen valores de gravedad) y luego en secuencia los demás puntos, dependiendo de la distancia entre el último punto tomado y la base de inicio no siempre se puede finalizar en el mismo punto por lo que se toma una nueva estación con valores de gravedad conocida y se finaliza el circuito. (Calderón, 2014)

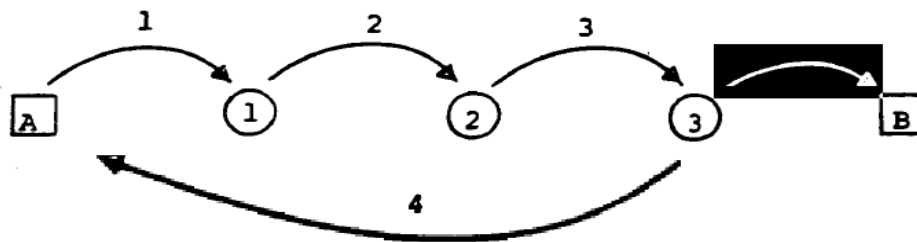


Figura 4. Método de escaleta modificada para circuitos gravimétrico. (Calderón, 2014)

- Se escoge el área de trabajo, analizando las posibles condiciones climáticas, estabilidad geológica y ruido sísmico, zonas de altas vibraciones, rutas de ingreso, sitio de alojamiento y la seguridad para la movilización del personal y los equipos.
- Se analiza las estaciones de la Red Gravimétrica Fundamental o Red Absoluta del Ecuador cercanas al área de trabajo, este análisis es necesario debido a la deriva del gravímetro, ya que las observaciones son normalmente realizadas midiendo “circuitos”, los mismos que consisten en un conjunto de estaciones que poseen gravedad conocida las cuales no sirven para el inicio y el cierre de los circuitos gravimétricos.
- Realizar una distribución homogénea de los posibles puntos que serán tomados en campo (trabajo que se lo lleva a cabo en un software SIG), distribución que se realiza en una malla con separación de 5 km aproximadamente, esta visualización nos servirá para el posterior ploteo de los puntos sobre las cartas que se llevaran a campo como ayuda de ubicación en la zona escogida.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

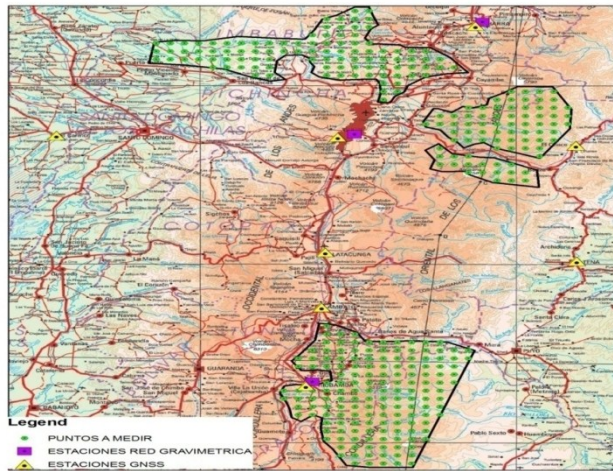


Figura 5. Mapa que muestra la distribución de puntos a densificar

- Se utiliza una ortofoto del área de trabajo como insumo para ayuda referencial de ubicación.

2. Planificación para medir Gravedad en Líneas de Nivelación

- Se escoge el método de escalera, el cual consiste en realizar las mediciones iniciando y finalizando en un punto conocido de la Red Fundamental y luego en secuencia los demás puntos
- Se escoge el área de trabajo, analizando las posibles condiciones climáticas, estabilidad geológica y ruido sísmico, zonas de altas vibraciones, rutas de ingreso, sitio de alojamiento y la seguridad para la movilización del personal y los equipos.
- Se analiza las estaciones de la Red Gravimétrica Fundamental o Red Absoluta del Ecuador cercanas al área de trabajo, este análisis es necesario debido a la deriva del gravímetro, ya que las observaciones son normalmente realizadas midiendo “circuitos”, los mismos que consisten en un conjunto de estaciones que poseen gravedad conocida las cuales no sirven para el inicio y el cierre de los circuitos gravimétricos.
- Realizar un análisis de las líneas de nivelación que serán intervenidas o estaciones de interés geodésico como nodos de anillos de nivelación, estaciones de la REGME o RENAGE.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

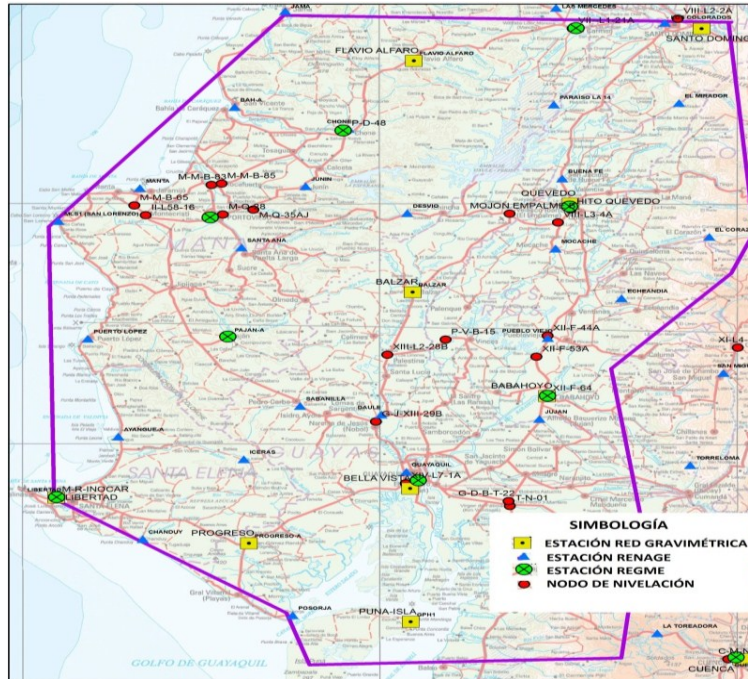


Figura 6. Mapa con nodos de nivelación, REGME y RENAGE

- Recopilación de las monografías de las líneas de nivelación, nodos, REGME y RENAGE.

b. FASE DE CAMPO

➤ Traslado del personal técnico a la zona de trabajo tomando en cuenta ciertas especificaciones técnicas para el transporte del Gravímetro:

- Evitar golpes, impactos causados al sacar el instrumento del vehículo y al colocarlo sobre el trípode. (SCINTREX, 2006)
- Cuando se transporta el instrumento en vehículo se debe colocar en una superficie suave, ya sea el asiento, almohadilla y ajustarlo con material de amarre flexible. (SCINTREX, 2006)
- Mantenerlo siempre hacia arriba cuando se almacena o durante el transporte. (SCINTREX, 2006)



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

- Iniciamos el circuito en una de las estaciones de la Red Gravimétrica Fundamental, ya que los circuitos gravimétricos necesitan ser iniciados y finalizados en una estación que disponga de valores de gravedad previos.
- Localizar las estaciones de trabajo, tomando en cuenta las siguientes condiciones:
 - evitar áreas de alto ruido sísmico o zonas de altas vibraciones. (Calderón, 2014) (Torge, 1989)
 - evitar áreas de terreno inestable. (Calderón, 2014) (Torge, 1989)
 - evitar áreas de fuerte relieve topográfico local. (Calderón, 2014) (Torge, 1989)



**Figura 7. Archivo fotográfico, proceso Geodesia
fotográfico, proceso Geodesia**



Figura 8. Archivo

- Previa la adquisición de datos necesitamos tomar en cuenta los siguientes parámetros:



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las **Fuerzas**
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

Especificar los parámetros del punto de referencia (SCINTREX, 2006)

Coordenadas de ubicación,

Altura

Zona UTM

Diferencia GMT

STATION DESIGNATION SYSTEM	
System	LAT/LONG
SYSTEM	EXAMPLE ENTRY
NSEUn	Line: 100N
NSEUft	Station: 20S
XVm	Line: 100
XYft	Station: -20
UTMn	Eastings: 548906E
	Northings: 548906S
LAT/LONG	Longit.: 48E 50'34"
	Latit.: 12N 19'22"

Se: f1 Ch: +

FUNCT
EDIT
OK

Figura 9. Parámetros de un punto de referencia. (SCINTREX, 2006)

Especificar las correcciones y filtros que se utilizaran para la toma del punto:
(SCINTREX, 2006) (Torge, 1989) (Calderón, 2014)

Corrección de marea

Corrección de inclinación

Filtro de auto rechazo

Corrección de terreno

Filtro sísmico

Grabar la información cruda



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

AUTOGRAV SETUP		NEXT PAGE
Tide Correct:	YES	
Cont. Tilt. Corr:	NO	
Auto Reject:	YES	
Terrain Corr.:	NO	
Seismic Filter:	YES	
Save Raw Data:	NO	
		FUNC EDIT
		CANCEL
		RECORD

Set: ↑↓←→ Chs: ←→

Figura 10. Correcciones y filtros ingresados en el gravímetro. (SCINTREX, 2006)

Configuración del gravímetro considerando los siguientes parámetros para la toma de datos: (SCINTREX, 2006)

Número de veces de lectura

Tiempo de ciclos (segundos)

Demora de inicio para la toma de datos

Separación de línea

Separación de estación

Incremento automático de la estación

Calentador de LCD

Grabar temperatura ambiente



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

DEFINE THE OPTIONS		30.00
Read Time:	80	FUNCT EDIT OK
Cycle Time:	70	
#Of Cycles: (99999=base)	4	
Start Delay:	4	
Line separation:	0.	
Station separation:	0.	
Auto station inc.:	NO	
Chart Scale:	1	
Measurement:	GRAPHIC	
LCD Heater:	OFF	
Record Amb.Temp:	NO	
Sel: ↑ ↓ Chs: Enter #		80.00

Figura 11. Configuraciones del gravímetro. (SCINTREX, 2006)

- Los pasos para una adquisición de datos en campo incluyen: (SCINTREX, 2006) (Calderón, 2014)
- Inicialización de los parámetros del equipo
 - Colocar el equipo sobre el trípode.
 - Nivelar usando los tornillos de las patas del trípode lo mejor que se pueda.
 - Fijar las correcciones del terreno (opcional).
 - Iniciar la lectura
 - Esperar hasta que la medición se detenga automáticamente o se detiene manualmente.
 - Medir la altura entre el equipo y la marca de referencia
 - Utilizar si es necesario un dispositivo para proteger el equipo del viento
 - Si se está cerca del mar, lago, o ríos, medir el nivel local del agua.



Figura 12. Archivo fotográfico, proceso Geodesia



Figura 13. Archivo



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

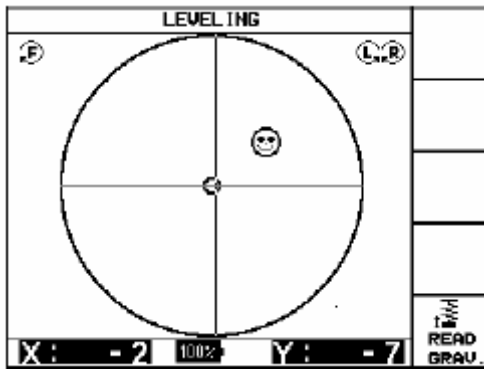


Figura 14. Nivelación. (SCINTREX, 2006)
fotográfico, proceso Geodesia

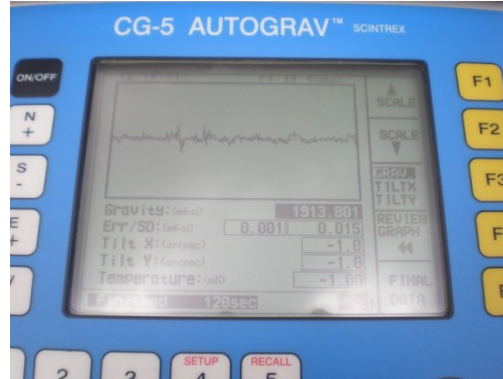


Figura 15. Archivo

Repetir este procedimiento en cada estación a ser tomada.

➤ Una vez finalizado el día de trabajo, se procede a descargar la información del gravímetro, para lo que se toma en cuenta los siguientes parámetros: (SCINTREX, 2006)

- Conectar el cable(RS-232) del equipo a la computadora
- Iniciar el programa SCTUTIL
- Fijar los parámetros de comunicación en el programa SCTUTIL (habilitar la opción Keep Log File)
- Fijar los parámetros en el equipo (opción DUMP)
- Iniciar el proceso de descarga en el equipo (START DUMP)
- Iniciar el proceso de descarga en el programa SCTUTIL (START DUMP), una vez finalizada la descarga activamos la opción CONVERT, y la tecla OK



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar



Figura 16. Programa SCTUTILI. (SCINTREX,

2006)

Figura 17. Programa SCTUTILI. (SCINTREX, 2006)

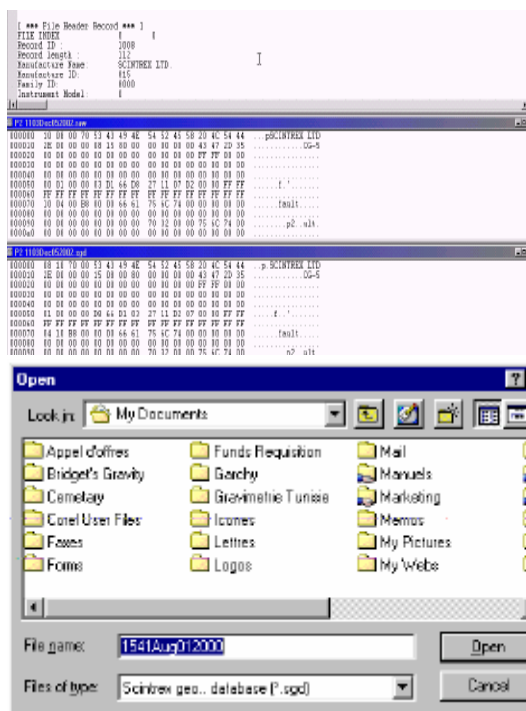


Figura 18. Programa SCTUTILI. (SCINTREX,

2006)

Figura 19. Programa SCTUTILI. (SCINTREX, 2006)

PROCESAMIENTO DE LOS DATOS RELATIVOS



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

Una vez finalizada la fase de campo, en gabinete se realiza el análisis de los datos (formato .txt), considerando cada uno de los mismos y verificando la consistencia del dato obtenido. Una vez filtrados los datos procedemos con el procesamiento de los datos, para lo cual se utiliza un software especializado, el mismo que contiene todas las correcciones necesarias:

- Corrección de mareas terrestres (Luni-Solares)
- Corrección de anomalías (Free Air, Bouguer)
- Corrección atmosférica
- Ecuación de Moritz (Gravedad normal)

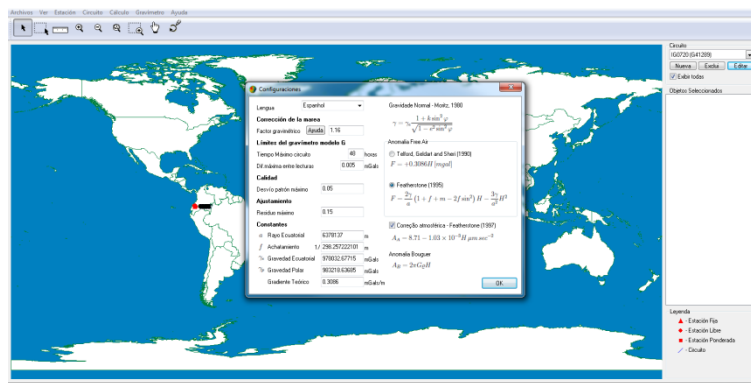


Figura 20. Configuraciones del Software.

El procesamiento de los datos consiste en calcular la media de las lecturas realizadas con el gravímetro (3 lecturas), se efectúa la corrección luni – solar, se transforman las lecturas en valores de aceleración (mGal), se corrige las derivas dinámicas y si fuese el caso las estáticas. Finalmente con las diferencias de aceleración entre los puntos y con el valor de g conocido de la estación de referencia se calculan los valores de aceleración de las estaciones medidas. (Blitzkow, 2003)

Ingresamos los datos crudos en el programa y fijamos las estaciones de inicio y fin de circuito con los valores conocidos de gravedad, verificamos los nombres o las denominaciones de los puntos tomados en campo, ratificamos la altura instrumental (altura tomada desde la marca de referencia al centro de masas del gravímetro), verificamos la diferencia GMT y procesamos los resultados.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

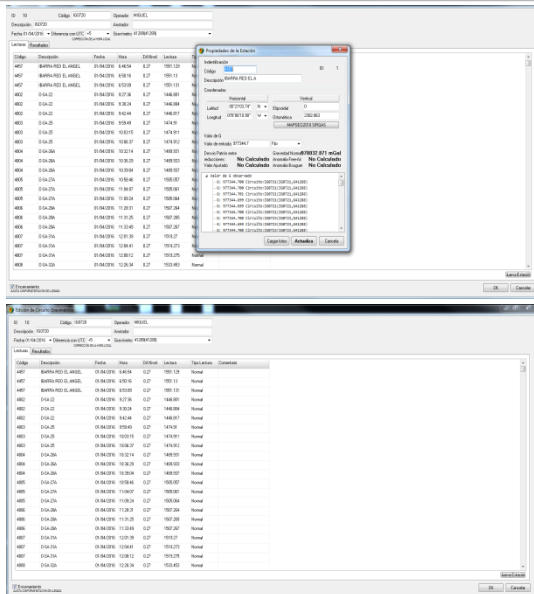


Figura 21. Fijando las bases en el software

Figura 22. Ingresando los datos en el software

De esta manera obtenemos valores de la aceleración de la gravedad, una vez procesada toda la información exportamos los puntos en formato Excel para el posterior análisis y generación de los mapas temáticos de la gravedad Observada y de cada anomalía.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

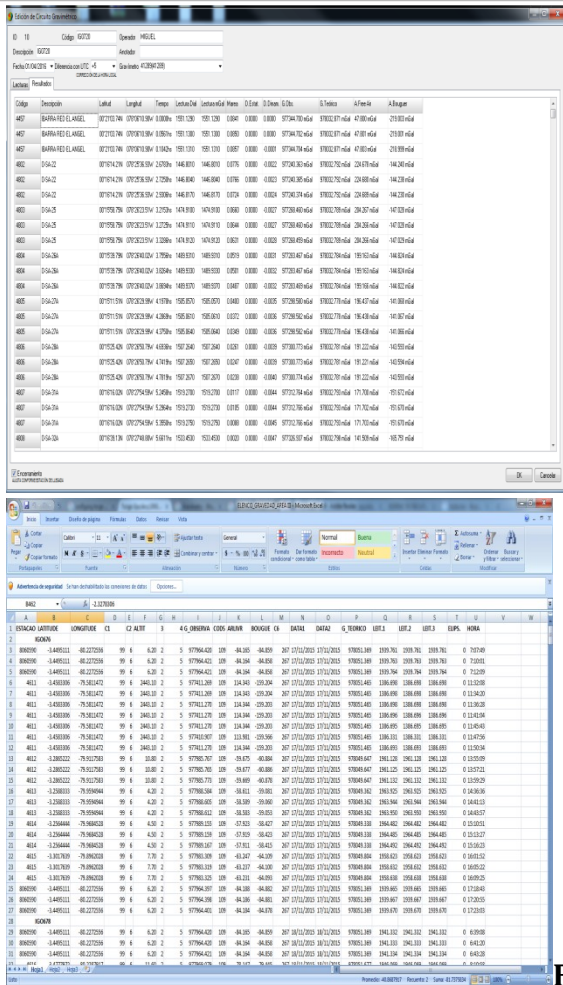


Figura 23. Datos procesados.

Figura 24. Datos de gravedad generados.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

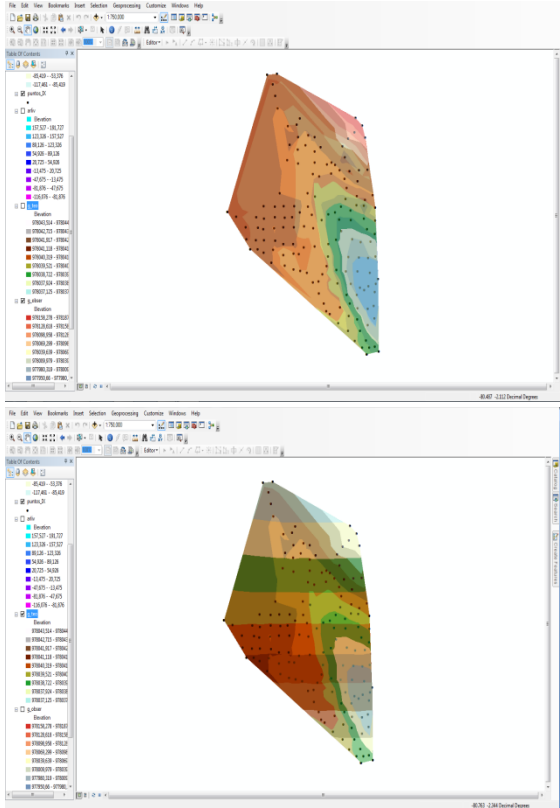


Figura 25. Mapa de la gravedad observada

Figura 26. Mapa de la anomalía de Bouguer

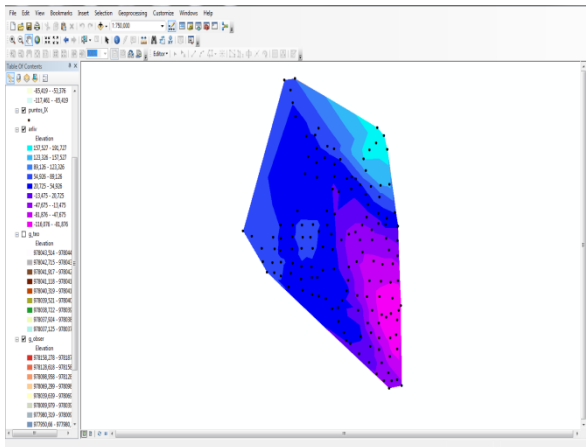


Figura 27. Mapa de la anomalía Free Air



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

Bibliografía

Calderón, I. J. (2014). wordpress. Recuperado el 2018, de https://jfvf.files.wordpress.com/2014/02/capitulo-3_mediciones-gravimetricas.pdf

Cruz, M. (2008). Caracterización de puntos de control en reledetección: Aplicación de la corrección geométrica automática de imágenes NOAA-AVHRR GAC-5km. Universidad de Almería, Departamento de Lenguaje y Computación.

Farjas, M. (2004). INGENIERIA CARTOGRÁFICA GEODESICA. Recuperado el 25 de marzo de 2016, de http://ocw.upm.es/ingenieria-cartografica-geodesica-y-fotogrametria/topografia-ii/contenidos/Mis_documentos/Tema-9-Triangulacion-y-Trilateracion/Teoria_Triang_Te.

FLORES, F., & POZO, M. (2016). GRAVIMETRIA EN EL ECUADOR. Revista Técnica IGM.

Lerma, J. L. (2002). Fotogrametría Moderna: Analítica y Digital. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

Mariano, C., & Hernán, M. (2012). Verificación y densificación de la Red de catastro de la provincia de Córdoba. Tesis. Córdoba Argentina.

Pérez, J. (2001). Apuntes de Fotogrametría III. . Mérida, España: Universidad de Extremadura.

Rosado, E. Q. (2014). Introducción a la Fotogrametría y Cartografía aplicadas a la Ingeniería Civil (Primera ed.). Cáceres, España: Universidad de Extremadura.

SCINTREX. (2006). CG-5 Manual de operación. Ontario.

Torge, W. (1989). Gravimetry.

Vite, C. I. (2005). Principios Básicos de la Fotogrametría Actual. Mexico: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco.

Blitzkow, D., 2003. "Sistemas Altimétricos y Determinación del Geoide", INOCAR, Guayaquil, Ecuador.

Boedecker, G. (2002). World gravity standards-present status and future challenges.

Castro, C. (2005). Contribución al establecimiento de un Sistema Gravimétrico para América del Sur.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

Drewes, H. (2016). Taller SIRGAS en Sistemas Verticales de Referencia. Quito, Ecuador, noviembre 21 – 25, 2016.

McConell, R., Winter, P., Geller, R (1977). Red Latinoamericana de Normalización de Gravedad (RELANG77).

Mora, J. (1973). Mediciones Gravimétricas en el Ecuador. Quito

Morelli, C. et al (1971). The International Gravity Standardization Net.

Miranda, S., Herrada, A. y Sisterna, J. 2004. Redes de Gravedad/Nivelación. Diseño, Medición, Cálculo y Compensación de una Red Experimental Local.

Torres, M. (2005). Metodología para el ajuste de la red gravimétrica fundamental del Ecuador Continental.

Flores, F; Pozo, M. (2016). Gravimetría en el Ecuador.

Calderón, J. 2014. Geodesia Física y Geofísica

Scintrex, CG-5 (2006). Manual de operación.

Bosch, W. (2002) "The Sea Surface Topography and its Impact to Global Height System Definition", in Drewes, H. et al. (orgs.) *Vertical Reference Systems: IAG Symposium Cartagena, Colombia, February 20--23, 2001*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, p. 225–230. doi: 10.1007/978-3-662-04683-8_43.

Drewes, H. et al. (2016) "The geodesist's Handbook 2016", *Journal of Geodesy*. Springer Berlin Heidelberg, 90(10), p. 907–1205. doi: 10.1007/s00190-016-0948-z.

Förste, C. et al. (2014) "EIGEN-6C4 - The latest combined global gravity field model including GOCE data up to degree and order 1949 of GFZ Potsdam and GRGS Toulouse", *EGU General Assembly*, 16, p. 3707. doi: <http://dx.doi.org/10.5880/icgem.2015.1>.

Gemael, C. (2012) *Introdução à geodésia física, Curitiba: Editora da UFPR*. Curitiba.

Gérard, P. e Luzum, B. (2010) "IERS Conventions (2010)", *Bureau International Des Poids Et Mesures Sevres (France)*, p. 1–179. Available at: <http://www.iers.org/TN36/>.

Heck, B. (2004) "Problems in the Definition of Vertical Reference Frames", in Sansò, F. (org.) *V Hotine-Marussi Symposium on Mathematical Geodesy: Matera, Italy June 17--21, 2003*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, p. 164–173. doi: 10.1007/978-3-662-10735-5_22.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

Heck, B. e Rummel, R. (1990) “Strategies for solving the vertical datum problem using terrestrial and satellite geodetic data”, in *Sea Surface Topography and the Geoid*. Springer, p. 116–128.

Heikkinen, M. (1979) “On the Honkasalo term in tidal corrections to gravimetric observations”, *Bulletin Geodésique*, 53(3), p. 239–245. doi: 10.1007/BF02523955.

Hofmann-Wellenhof, B. e Moritz, H. (2006) *Physical geodesy*. Springer Science & Business Media.

IAG (2015) *IAG Resolution (No. 1) for the definition and realization of an International Height Reference System (IHR)*.

IAG (2016) *IAG Newsletter*. Budapest. Available at: <http://www.iag-aig.org>.

Ihde, J. *et al.* (2015) *Report of the ad-hoc group on an international height reference system (IHR)*, *Travaux de l’AIG*.

Ihde, J. *et al.* (2017) “Definition and Proposed Realization of the International Height Reference System (IHR)”, *Surveys in Geophysics*. doi: 10.1007/s10712-017-9409-3.

Ihde, J., Sánchez, L. e Sideris, M. (2010) *Theme 1: Global Unified Height System Introductory presentation*. Miami: IAG.

Lu, Z., Qu, Y. e Qiao, S. (2014a) *Geodesy: Introduction to geodetic datum and geodetic systems*, *Geodesy: Introduction to Geodetic Datum and Geodetic Systems*. doi: 10.1007/978-3-642-41245-5.

Lu, Z., Qu, Y. e Qiao, S. (2014b) “The Geoid and Different Height Systems”, in *Geodesy: Introduction to Geodetic Datum and Geodetic Systems*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, p. 131–163. doi: 10.1007/978-3-642-41245-5_4.

Marti, U. *et al.* (2015) “CCM – IAG Strategy for Metrology in Absolute Gravimetry, Role of CCM and IAG”, in IUGG General Assembly (org.) *TRAVAUX, Volume 39. Reports 2011-2015*. Prague, p. 230–238.

Morelli, C. *et al.* (1974) “The International Gravity Standardisation Net 1971 (IGSN71)”, *Special Publication No. 4*, 1974.

Moritz, H. (1980) “Geodetic reference system 1980”, *Bulletin geodesique*. Springer, 54(3), p. 395–405.



Ministerio
de Defensa
Nacional



Comando Conjunto
de las Fuerzas
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar

Pavlis, N. K. *et al.* (2012) "The development and evaluation of the Earth Gravitational Model 2008 (EGM2008)", *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 117(B4), p. n/a-n/a. doi: 10.1029/2011JB008916.

Plag, H. e Pearlman, M. (2009) *Global Geodetic Observing System. Meeting the Requirements of a Global Society on a Changing Planet in 2020*. Organizado por H. Plag e M. Pearlman. London: Springer.

Sánchez, L. *et al.* (2016) "A conventional value for the geoid reference potential W_0 ", *Journal of Geodesy*, 90(9), p. 815–835. doi: 10.1007/s00190-016-0913-x.

Sánchez, L. e Sideris, M. G. (2017) "Vertical datum unification for the International Height Reference System (IHRs)", *Geophysical Journal International*, p. ggx025. doi: 10.1093/gji/ggx025.

Sansò, F. e Sideris, M. G. (2013) "The Forward Modelling of the Gravity Field", in Sansò, F. e Sideris, M. G. (orgs.) *Geoid Determination: Theory and Methods*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, p. 3–71. doi: 10.1007/978-3-540-74700-0_1.

Tapley, B.; KIM, M. (2001) "Applications t", in Fu, L. e Cazenave, A. (orgs.) *Satellite Altimetry and Earth Sciences*. Academic Press, p. 371–406.

Torge, W. e Müller, J. (2012) *Geodesy, De Gruyter Textbook*. Berlín: De Gruyter.

Uotila, U. A. (1980) "Note to the users of International Gravity Standardization net 1971", *Bulletin geodésique*. Springer, 54(3), p. 407–408.



Ministerio
de **Defensa**
Nacional



Comando Conjunto
de las **Fuerzas**
Armadas



Ejército
Ecuatoriano



Instituto
Geográfico
Militar