

## CAPÍTULO 2 POSICIONAMIENTO

### 1. INTRODUCCIÓN

La determinación de la posición con confiabilidad relativa es el problema fundamental que enfrenta el marco de referencia del Sistema de Información Geográfico (GIS) y el principal propósito de la ciencia geodésica.

La determinación de la posición para puntos de la superficie terrestre requiere el establecimiento de las coordenadas apropiadas en el sistema de referencia geodésica seleccionado (DATUM).

La salida mínima de información, cuando la herramienta de “coordenada” es seleccionada por el usuario, debe ser:

- Los parámetros que describan totalmente el sistema de referencia.
- Los detalles de coordenada requeridos el símbolo o punto cartográfico seleccionado.

De esta manera es posible definir sin ambigüedades las coordenadas de un punto u objeto con referencia al mundo real.

### 2. PRINCIPIOS DE POSICIONAMIENTO

#### 2.1 La Tierra

El cálculo del posicionamiento con exactitud repetible es el problema central para la referencia geográfica de la información terrestre y la función principal de la geodesia.

La posición geográfica de un punto en la superficie terrestre puede ser definido en relación con la superficie de referencia matemática definida que es usada en lugar de la superficie verdadera de la tierra (muy parecido a una elipsoide de rotación o de dos ejes).

Las superficies de referencia deben tener dos características fundamentales:

- Estar definidas matemáticamente.
- Aproximarse a la superficie verdadera en la ubicación deseada.

Las superficies de referencia utilizadas con bastante frecuencia para áreas limitadas son:

- El elipsoide de rotación (o de dos ejes).
- El esferoide local.
- El plano horizontal (o plano tangente).
- El geoide.

Las tres primeras tienen una definición puramente matemática y se utilizan para el posicionamiento horizontal; la cuarta superficie tiene una definición física y tiene relación con las otras por su valor de altura/separación. Una posición tridimensional es definida con dos coordenadas horizontales y una componente vertical que es la altura sobre la superficie de referencia.

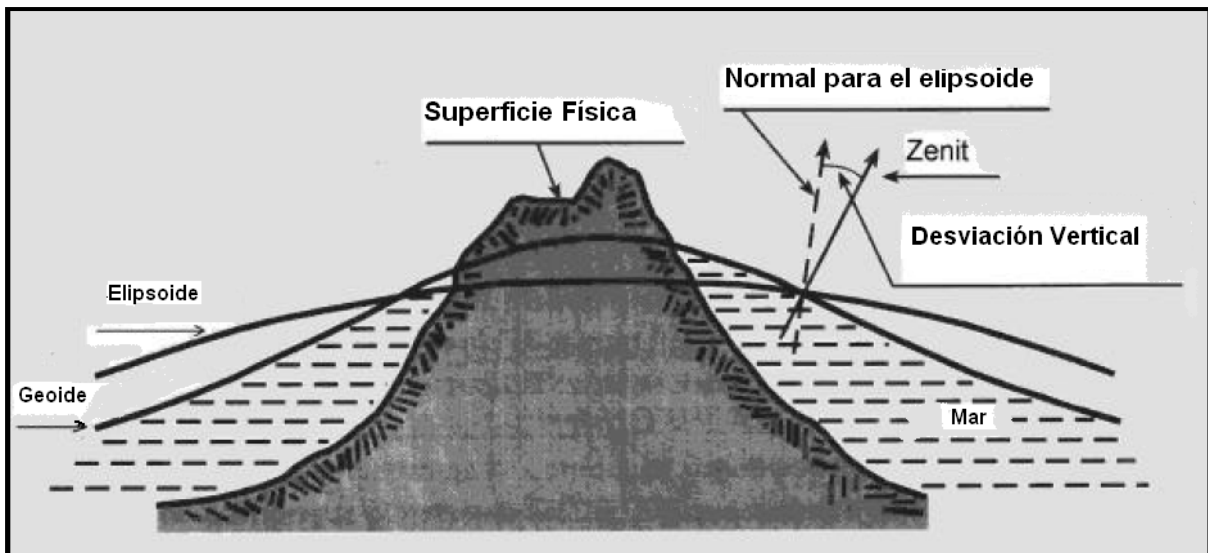


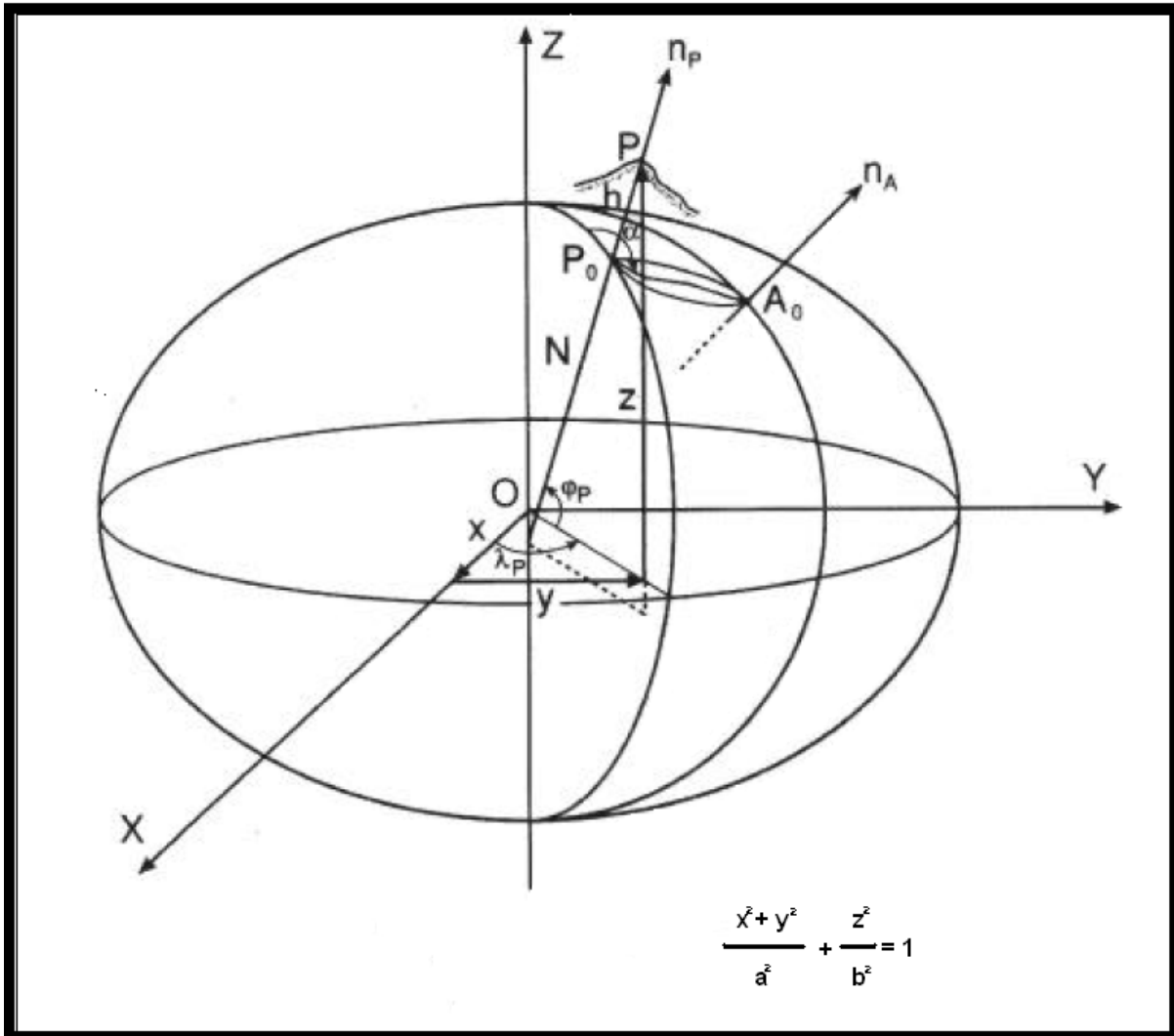
Fig. 2.1 “La Tierra”

### 2.1.1 El Elipsoide

El elipsoide es una superficie de cuarto orden en la que todas las curvas de intersección con un plano son elipses, las cuales eventualmente degeneran en círculos. Para cada punto seleccionado en la superficie del elipsoide y para la normal al plano tangente en este punto, las elipses producidas por la intersección con dicha superficie y la normal forman planos continuos infinitos, los cuales se conocen como secciones normales y tienen, en ese punto, una cantidad de variaciones en los radios de curvatura. Esta variación es una función continua de la latitud elipsoidal del punto seleccionado, de los parámetros de forma elipsoidal y del acimut de la sección normal producida. Las dos secciones normales, que corresponden a las curvas de radios mínima y máxima, se definen como las secciones principales normales.

Para propósitos geodésicos el elipsoide de revolución, que se produce cuando una elipse es rotada sobre su eje semi-menor, provee una superficie matemática bien definida cuya forma y tamaño son definidas por dos parámetros: medida del *semieje menor* ( $b$ ) y *semieje mayor* ( $a$ ), la forma de un elipsoide de referencia también puede ser descrita por su *aplanamiento*:  $f = [(a - b) / a]$  o su *excentricidad*:  $e = [(a^2 - b^2)^{1/2} / a]$ .

La Figura 2.1 muestra la relación general entre geoide, elipsoide y la forma física de la tierra. La Figura 2.2 muestra la estructura y parámetros del elipsoide.



**Fig. 2.2 “El Elipsoide”**

La superficie del elipsoide es regular y derivada matemáticamente; es por estas razones que, como superficie de referencia, se utiliza para sistemas de coordenadas horizontal. Sin embargo es de uso limitado como referencia para la altura, ya que es una aproximación grosera de la forma de la tierra para ese fin.

### 2.1.2 La esfera local

Una esfera local es la superficie de referencia que, en una latitud seleccionada, tiene un radio igual a la media geométrica entre los radios de las dos secciones normales principales del elipsoide siendo remplazadas en el punto de interés en la superficie.

Se acepta la sustitución en un radio de aproximadamente 100 Km. (en el campo Geodésico) desde el punto de la tangente entre la esfera y el elipsoide, esto incluye cambios en distancia y de ángulos menores que sensibilidad de las mejores herramientas usadas en levantamiento. (Distancias: 1cm +/- 1ppm; ángulos: 0.1”).

En un radio de 8 Km.. (en el campo topográfico) desde el mismo punto, se acepta el reemplazo de la esfera con un plano tangente, causando un cambio en comparación con la superficie elipsoidal menor que las indicadas en las exactitudes anteriormente mencionadas.

### 2.1.3 El geoide

El geoide, definido como la superficie equipotencial del campo de fuerza de gravedad, es utilizado como una superficie de referencia para las alturas; el Nivel Medio del Mar (NMM) es la mejor aproximación para esta superficie. El significado físico de las superficies de gravedad equipotenciales se puede revisar fácilmente ya que cada punto debe ser ortogonal a la dirección indicada por una línea vertical.

Al contrario que el elipsoide, el geoide no se puede crear matemáticamente o utilizarse en cálculos porque su forma depende de la distribución irregular de la masa dentro de la tierra.

## 2.2 El Datum

Un Datum es un Sistema de Referencia Geodésico definido por la superficie de referencia precisamente posicionada y mantenida en el espacio; y es generada por una red compensada de puntos.

El SP-32 (OHI – 5ta Edición 1994) define el Datum geodésico como *“un conjunto de parámetros que especifican la superficie de referencia o el sistema de referencia de coordenadas utilizado por el apoyo geodésico en el cálculo de coordenadas de puntos terrestres; comúnmente los datums se definen separadamente como horizontales y verticales”*.

La determinación de una única superficie de referencia para toda la Tierra, esencial para el uso de los sistemas de satélites y las asociadas técnicas de levantamientos y posicionamiento, ha sido en el pasado de poco interés y difícil de alcanzar, debido a que las técnicas de geodesia y topografía de levantamiento son de carácter esencialmente local. Por esta razón, existen muchos sistemas de geodesia local en el mundo entero, todos definidos con el único propósito de obtener una buena aproximación sólo para el área de interés.

Además, para cada nación es normal encontrar dos superficies de referencia definidas de diferentes maneras, porque se ha hecho una clara separación entre la determinación de las posiciones. La Figura 2.3 intenta mostrar esta relación.

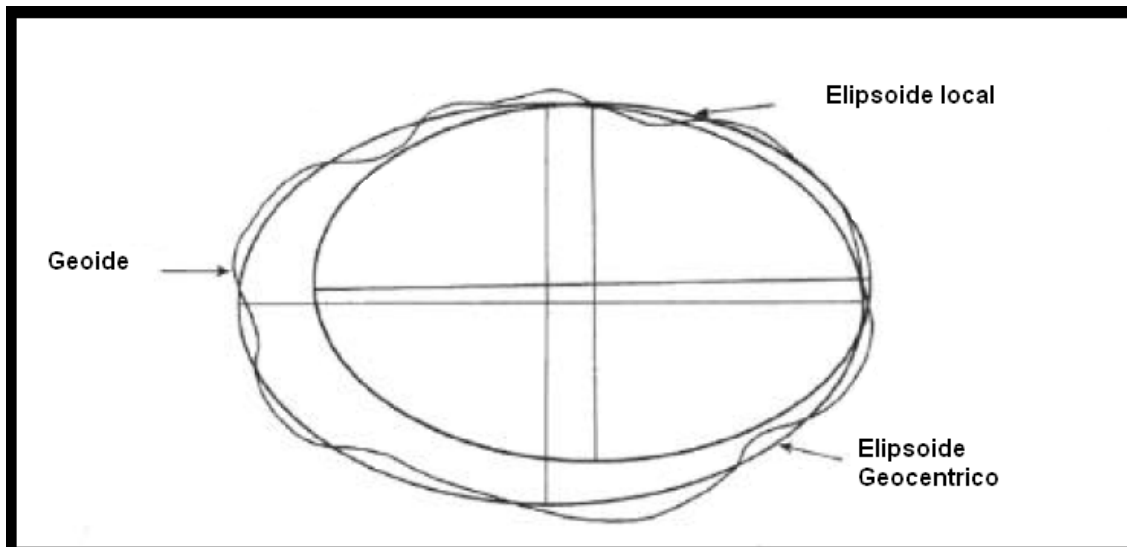


Fig. 2.3 “Orientación del Datum”

### 2.2.1 El Datum horizontal

El datum horizontal es un modelo matemático de la tierra que se usa para calcular las coordenadas geográficas de puntos. Un elipsoide de dos ejes de referencia en conjunto con un sistema local es un sistema de referencia geodésica (el cual es bi-dimensional). Se define de un grupo de 8 parámetros: 2 para la forma del elipsoide y 6 para la posición y orientación. Este sistema de referencia no es geocéntrico, esto quiere decir que el centro del elipsoide está desplazado del centro de la masa de la Tierra por una cantidad de cerca de 100 metros; adicionalmente la simetría de los ejes de los elipsoides no están alineados con los ejes promedio de rotación terrestre aunque las variaciones angulares son muy pequeñas, un orden similar en cantidad para la exactitud de las capacidades de medida angular más sofisticados.

El elipsoide local debe ser posicionado y orientado con respecto a la tierra para permitir la traslación de las cantidades geométricas medidas (distancias, ángulos, desniveles) al cálculo de las posiciones relativas a las coordenadas elipsoidales de un punto, seleccionadas convenientemente en relación a los requerimientos locales. Con los desarrollos en la tecnología satelital, ahora es posible obtener directamente coordenadas en comparación con un sistema geocéntrico el cual no requiere modificación por el usuario y puede ser utilizado internacionalmente. En el pasado, cuando no era posible el posicionamiento geocéntrico, la única manera para posicionarse y referenciarse directamente a un sistema de referencia fue el establecimiento de un punto inicial (punto de origen) y una conexión con el sistema astronómico local (definido por la vertical local y por el eje de rotación terrestre).

Hay dos parámetros para la forma que identifican un elipsoide, los otros seis (6 grados de libertad de un cuerpo rígido en el espacio), los cuales tienen que ser determinados en el punto inicial, son los siguientes:

- a. Latitud geodésica o elipsoidal;
- b. Longitud geodésica o elipsoidal;
- c. Elevación sobre el geoide (o altura ortométrica);
- d. Dos componentes de la desviación vertical.
- e. Acimut elipsoidal para una dirección que tiene al origen como su punto.

La norma seguida que para la conexión de dos superficies fundamentales, elipsoide y geoide, seleccionando el punto de origen para una altura geodésica conocida, nos da una latitud y longitud determinada astronómicamente. Por consiguiente, se está forzando a las coordenadas elipsoidales del punto de origen para que coincidan con las coordenadas astronómicas o celestiales.

Esta condición produce dos efectos fundamentales:

- a. Enlaza un punto programado en el elipsoide a una dirección en el espacio (eliminando dos grados de libertad);
- b. Asegura que el punto es concurrente con el eje normal del elipsoide y con el eje vertical del geoide (un adicional de dos grados de libertad fijos removidos).

Al atribuir el punto de origen de la altura elipsoidal para que coincida con alturas geodésicas conocidas y alineando el eje de rotación elipsoidal en la dirección del norte astronómico, es posible fijar los dos grados de libertad que quedan del elipsoide relativos al geoide:

- a. Deslizándolo a lo largo la normal / vertical.
- b. Rotándolo alrededor de éste.

Al completar estas operaciones, el elipsoide de referencia local queda ubicado a través del punto de origen. Ver Figura 2.4 para una descripción gráfica de la relación entre 2 elipsoides.

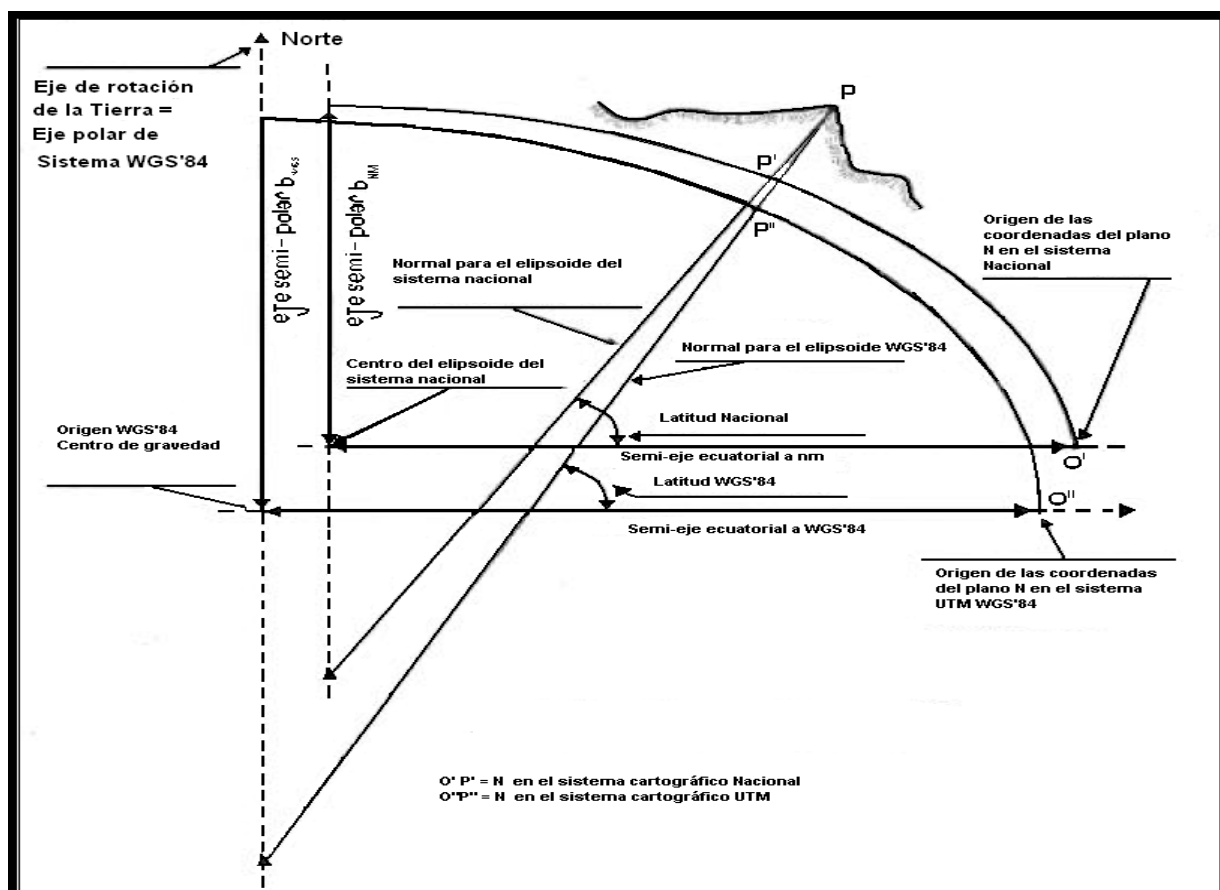


Fig. 2.4 “Orientación del Datum Horizontal”

### 2.2.2 Tipos de Datum

Los sistemas de geodesia local utilizados en la cartografía y geodesia antes del surgimiento de los sistemas de satélite se basaban, como se explicó anteriormente, en elipsoides que ajustaban aproximadamente la superficie del geoide local.

De esta forma, en las aplicaciones operacionales, los ajustes entre la vertical y la normal elipsoidal se reducen y casi insignificante, medidas angulares sobre la tierra pueden ser expresadas por figuras elipsoidales sin correcciones. Esta situación puede ser considerada válida en casos de naciones pequeñas con un área de superficie limitada; también se puede aceptar, pero con aproximación degradada, para zonas más anchas, como las de Europa o de los Estados Unidos.

La demanda de sistemas de referencia más amplios ha crecido durante las últimas décadas de acuerdo al proceso general de globalización.

En los últimos 50 años, se reconoció la necesidad de encontrar un sistema de referencia único para todo el globo, en donde se puedan presentar los productos cartográficos, geodésicos y gravimétricos. Con el surgimiento de la geodesia satelital se adoptó la referencia esencial geocéntrica y se avanzó en la necesidad de crear una aproximación medianamente buena para cada parte del globo.

Los primeros sistemas con estas características fueron desarrollados por el Departamento de Defensa de los Estados Unidos: los modelos WGS60, WGS66 y WGS72 tenían mucha confiabilidad en cuanto a la realidad física terrestre, se culminó con la creación del WGS84.

WGS84 es el acrónimo de “*World Geodetic System 1984*” (Sistema geodésico Mundial 1984) y se define al sistema como geodésico y universal en 1984. Está representado con un sistema cartesiano OXYZ con el origen en el centro de la masa convencional de la tierra y el eje Z dirigido hacia el polo Norte convencional de la tierra (*CTP. Conventional Terrestrial Pole*), como lo define el BIH (*Bureau International Le Heure*) en 1984, hoy conocida como IERS (*Internacional Earth Rotation System*) Sistema Internacional de Rotación Terrestre. El eje X está en la intersección del plano del meridiano de origen pasando por Greenwich, definido así por el IERS en 1984, y el CTP se refiere al plano ecuatorial. El eje Y completa una rotación ortogonal en dirección a las manillas del reloj y está en el plano ecuatorial a 90° este del eje X. Los puntos cartesianos coinciden con la tierra. El origen de las coordenadas y de los ejes está también en el centro de la masa y los ejes del elipsoide coinciden con el sistema (elipsoide de dos ejes, geocéntrico WGS84), el eje Z es el eje de la simetría.

El EUREF es la sub. Comisión de la IAG (*International Association of Geodesy*, Asociación Internacional de Geodesia) responsable del ETRS (*European Terrestrial Reference System*, Sistema de Referencia Terrestre Europea) aprobado por el ETRF (*European Terrestrial Reference Frame*, Marco de Referencia Terrestre Europea) en 1989. El sistema ETRF89 es una realización del sistema WGS84.

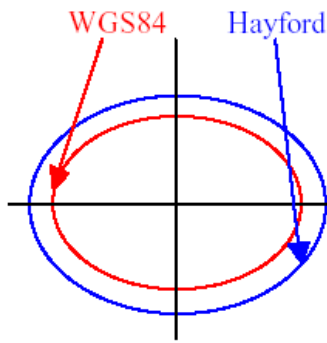
### 2.2.3 La transformación del Datum

Con el desarrollo de un modelo único, se hizo posible que todas las cartas estén bajo un solo sistema de referencia; sin embargo la transformación de las cartas de un datum a otro no es una operación simple. Por esta razón muchas cartas que se encuentran en circulación hoy en día siguen estando referidas a sistemas viejos.

Las coordenadas cartesianas que se refieren a un sistema geocéntrico o las coordenadas geográficas que se refieren a un elipsoide geocéntrico son generadas por las técnicas de posicionamiento satelital. Para transformar estas coordenadas en el sistema local relacionado al área operacional, es necesario aplicar algoritmos con parámetros determinados mediante cálculos de probabilidad para adaptar los resultados muy precisos de las medidas satelitales con la red obtenida por el sistema local con sus deformaciones inevitables.

Cada elipsoide, que está orientado localmente, está desplazado inevitablemente del elipsoide geocéntrico adoptado en el sistema WGS84, no sólo por sus parámetros diferentes, resulta más importante, por la posición del centro y de la orientación de los ejes. Por esto, las coordenadas geográficas del mismo punto en el datum local y en el global son diferentes, los desplazamientos traducidos en distancias pueden ser de cientos de metros.

El diagrama muestra las diferencias dimensionales entre el elipsoide de Hayford y el correspondiente al WGS84



Sistema	Semi-eje Ecuatorial [m]	Semi-eje Polar [m]
WGS84	6 378 137	6 356 752.31
ED50	6 378 388	6 356 911.95

Note que el elipsoide WGS84 es más pequeño tanto en las dimensiones ecuatoriales como en las polares.

Las variaciones en dimensión y en origen se reflejan en la latitud geodésica (o elipsoidal) y en las coordenadas del Norte horizontal (Gaussian) de un punto de la superficie terrestre; lo mismo ocurre con la longitud elipsoidal y con las coordenadas del Este.

La comparación con las coordenadas geográficas expone una confusión considerable en la evaluación de coordenadas horizontales definidas por la adopción de la representación Gauss (UTM). De hecho, los desplazamientos de las coordenadas Gaussian no son las mismas que el valor lineal de los desplazamientos en las coordenadas elipsoidales. Esto es debido a que el largo del arco cubierto por un grado de latitud o longitud depende de la dimensión del elipsoide y también porque cambia el punto de origen. Es por esto que es vital darles a los usuarios la información completa y el entrenamiento necesario para entender los problemas.

Para transformar las coordenadas geográficas y horizontales de un sistema a otro es necesario aplicar a cada punto alguna variación en  $\Delta\phi$ ,  $\Delta\lambda$ ,  $\Delta N$ ,  $\Delta E$ , las cuales son funciones de un punto; los desplazamientos a ser aplicados a cada punto se alteran con la posición.

La transformación entre dos datum locales diferentes, en la misma área, se realiza frecuentemente utilizando métodos empíricos, basados en el hecho de que las dos superficies de referencia, aunque son diferentes, son muy similares y la principal diferencia es la orientación. En el caso de la transformación entre un sistema geocéntrico global, como los del WGS84, y un sistema geodésico local, las dos superficies están separadas de sí mismas y es por lo tanto necesario aplicar algoritmos de transformación más generales.

La transformación del datum ha adquirido una gran importancia con el surgimiento del GPS; en la práctica es normalmente necesario que un levantamiento de GPS incluya algunos puntos del antiguo sistema geodésico en los que el levantamiento debe estar estructurado; esto es posible para calcular los parámetros de transformación apropiados que son válidos para el área de interés inmediato.

El método más simple y más comúnmente utilizado consiste en asumir la existencia de la rotación y traslación de los ejes con un factor de escala en el sistema cartesiano conectado a los elipsoides anteriormente mencionados:



$$\begin{vmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{vmatrix} + (1+K) \cdot \begin{vmatrix} 1 & E_Z & E_Y \\ E_Z & 1 & E_X \\ E_Y & E_X & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{vmatrix} \quad (2.1)$$

Donde:

- $(X_1 \ Y_1 \ Z_1)$  Coordenadas cartesianas de un punto en el primer sistema (S1)
- $(X_2 \ Y_2 \ Z_2)$  Coordenadas cartesianas del mismo punto en el segundo sistema (S2)
- $(X_0 \ Y_0 \ Z_0)$  coordenadas, en S2 del origen de S1;
- $(1 + K)$  factor de la escala;
- $(E_x, E_y, E_z)$  rotaciones alrededor del eje S1 (expresadas en radianes y actuando en sentido contrario a las agujas del reloj).

Este modelo implica la congruencia geométrica perfecta, excepto por el factor de escala, entre todos los puntos de la red geodesica, determinados con los métodos GPS (por ejemplo en S2) en los mismos puntos, determinados con las técnicas tradicionales de triangulación y de trilateración en S1. Naturalmente, éste no es siempre el caso en la realidad, principalmente debido a las distorsiones inducidas en las redes geodésicas clásicas hasta la propagación de errores que inevitablemente caracterizan los procedimientos tradicionales de medición. La relación (2.1) muestra en la mayoría de los casos si es aplicable dentro de las extensiones limitadas de las redes.

Si en conjunto con el (2.1) se utiliza la siguiente fórmula.

$$\begin{cases} X = (N+h) \cdot \cos \varphi \cdot \cos \lambda \\ Y = (N+h) \cdot \cos \varphi \cdot \sen \lambda \\ Z = [(1-\alpha)^2 \cdot N+h] \cdot \sen \varphi \end{cases} \quad \text{con} \quad N = \frac{a}{\sqrt{\cos^2 \varphi + (1-\alpha)^2 \cdot \sen^2 \varphi}} \quad (2.2)$$

Ambas fórmulas conectan las coordenadas geodésicas  $\varphi$ ,  $\lambda$ , &  $h$  relacionadas al elipsoide con los semi ejes 'a' y la elipticidad (o compresión o aplanamiento)  $\alpha$ , con las coordenadas X, Y y Z relacionadas con el sistema geocéntrico cartesiano asociado, la fórmula de transformación entre los diferentes sistemas son producidos en las coordenadas geodésicas.

Los siete parámetros, cuyo conocimiento son necesarios para aplicar (2.1), se pueden determinar, en un sistema local, como la solución del ajuste por mínimos cuadrados, en los que las cantidades observadas son las coordenadas (cartesianas o geodésicas) de un cierto número ( $\geq 3$ ) de puntos de la red, obtenidos vía observaciones de GPS en S2 y de los métodos clásicos terrestres en S1.

#### 2.2.4 Datum vertical

El primer elemento necesario para la definición de la altura es la superficie de referencia.

Una vez establecida ésta, se especifica la dirección ortogonal necesaria para la medida de elevación, así como el desarrollo de la escala a lo largo de la dirección desde el sistema de referencia adoptado.

Como resultado de la forma en que estos elementos son seleccionados, se pueden definir diferentes sistemas de altura como:

- a. 'h' Altura elipsoidal: adoptada como superficie de referencia a un elipsoide de dos ejes;

- b. ‘H’ Altura ortométrica (o elevación sobre la superficie del geoide): Toma como referencia una superficie equipotencial de campo de fuerza de gravedad, aproximada al MSL = NMM ( Nivel Medio del Mar) aislado de las oscilaciones periódicas y corregido de las variaciones no periódicas (geoide).

El segundo sistema permite la preservación del significado físico de la altura en el NMM. Sin embargo, las complicaciones matemáticas surgen cuando se determina la diferencia entre las dos superficies (elipsoide – geoide) conocida como ondulación geoidal, cuyo conocimiento es necesario para conectar los dos sistemas de altura.

La siguiente figura muestra la principal relación entre la altura elipsoidal  $h$  y la ortométrica  $H$ .

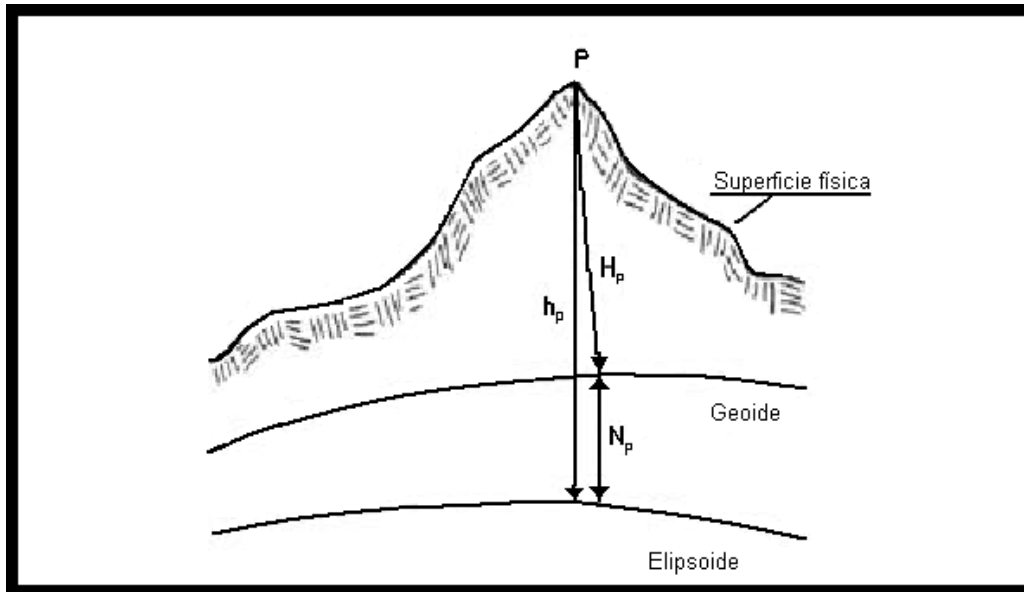


Fig. 2.5 “Datum vertical”

En una primera aproximación, dentro de pocos milímetros:

$$h_p = H_p + N_p \quad (2.3)$$

$h_p$  se puede medir con el GPS, mientras  $H_p$  es observable con operaciones de nivelación corregidas por observaciones de gravimetría;  $N_p$  (altura del geoide u ondulación) es la elevación sobre la superficie del punto P proyectado en el geoide a lo largo del geoide vertical (línea vertical). Esta fórmula es una aproximación ya que no considera diferencias de longitud entre los normales o factores de escala diferentes que resultan de los diferentes tipos de observaciones. Para propósitos cartográficos el error producido por esta aproximación puede ser normalmente ignorado.

Para la altimetría tradicional en el trabajo cartográfico, el NMM está asignado convencionalmente al cero de elevación (o de nivel), ya que la superficie del mar está disponible desde casi todas partes. El NMM está determinado suficientemente por las observaciones de las mediciones de marea durante un largo período para filtrarlo de los efectos de marea de corto plazo.

La SP-32 ( OHI en su 5ta edición,1994) define el NMM como “La ALTURA promedio de la superficie del MAR a una ESTACION DE MAREA para todo el comportamiento de la MAREA en un período de 19 años, usualmente determinado por mediciones horarias desde un punto fijo predeterminado como nivel de referencia (DATUM de CARTA)”.

Para un área específica de interés, el Geoide local se define como la superficie equipotencial del campo de fuerza de gravedad para un punto predeterminado dentro de la misma área (normalmente un punto sobre o cerca de la línea de costa localizado a una altura NMM convencionalmente definida).

Comenzando por este punto, considerado como nivel fundamental de referencia cero, y usando las técnicas de nivelación geométrica, es posible atribuir una altura geoidal a cada punto, conocido como cota (elevación) corriente para cada punto (materializado como pilar) en una red de apoyo que cubre el área como marco de referencia altimétrico.

Dependiendo de donde estemos ubicados, el MSL puede estar más cerca o más lejos del centro de la tierra en comparación con otro punto; las elevaciones no benefician la definición global del promedio del nivel del mar y en la actualidad no hay un sistema de referencia altimétrico global que permita la unificación o la comparación directa a ser aplicada entre elevaciones medidas en varios sistemas de elevación.

### 2.3 Sistemas de coordenadas

La posición se define normalmente mediante coordenadas curvilíneas como la latitud, la longitud y la altura sobre la superficie de referencia. En este caso muestra una posición en dimensión (2+1).

Es necesario y correcto distinguir entre los siguientes sistemas de coordenadas:

- a. Plano rectangular (grilla);
- b. Esférico;
- c. Elipsoidal (Geodésica);
- d. Geoidal (Astronómica).

según si el plano, la esfera, el elipsoide o el geoide es usado como superficie de referencia.

Las coordenadas elipsoidales son también llamadas geodésicas, mientras que las coordenadas geoidales son las astronómicas.

De acuerdo a esta interpretación, el término “coordenada geográfica” es un término general que incluye los tipos mencionados en **c** y en **d**.

### 2.4 Principios de cartografía

La representación de un elipsoide en una superficie (horizontal) plana es el problema fundamental y el objetivo de la cartografía.

Este problema se hace más complejo ya que la superficie elipsoidal no se puede desarrollar (o la superficie esférica en un ámbito más reducido) en una superficie plana. Entonces no es posible transferir los detalles de una referencia tridimensional a un plano de papel sin los parámetros que las describen (distancias, áreas, ángulos) sufriendo deformaciones considerables. La búsqueda del mejor método de hacer esta transferencia se enfocará, entonces, hacia la eliminación de algunas de ellas, o hacia la inclusión de ellas dentro de ciertos límites aceptables.

De acuerdo al método seleccionado hay:

- a. Cartas en las que las distancias son conservadas (cartas equidistantes): esta condición no puede ser lograda en la totalidad del papel, sólo a lo largo de direcciones particulares. Esto significa que a lo largo de ciertas líneas que la relación (escala) es preservada entre las distancias medidas en el papel y las distancias medidas en la superficie de referencia;

- b. Cartas en las que las áreas son conservadas (cartas equivalentes o de igual área): esta condición se puede lograr en la totalidad del papel. Esto significa que la relación es preservada entre un área medida en el papel y un área medida en la superficie de referencia. Las deformaciones lineales o angulares se introducen, sin embargo, creando alteraciones de forma;
- c. Las cartas que conservan los ángulos (cartas conformes): éstas también se pueden lograr en la totalidad el papel. Esto significa que el ángulo medido entre dos líneas geodésicas transformadas al papel es igual al ángulo entre dos direcciones correspondientes en la superficie de referencia (elipsoide o esfera);
- d. Las cartas en las que la escala es la misma en todas las direcciones en cualquier punto (cartas ortogónicas): los ángulos alrededor de un punto se conservan y las formas pequeñas no se distorsionan en la totalidad del papel.
- e. Las cartas en donde ninguno de los elementos descritos anteriormente se conserva rigurosamente pero donde las deformaciones relativas están presentes con tolerancias apropiadas (cartas “afiláticas” o no ortomórficas).

Existen tres índices que permiten la evaluación de la entidad de deformación, y por lo tanto permiten calcular las correcciones relativas. Se denominan “relaciones de deformación lineal, superficial y angular” y están dadas, respectivamente por las siguientes formas:

$$\begin{aligned}
 m_l &= dl'/dl \\
 m_s &= dS'/dS \\
 m_\alpha &= \alpha' - \alpha
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

Donde  $dl'$ ,  $dS'$  y  $\alpha'$  son los elementos geométricos que pertenecen al papel y  $dl$ ,  $dS$  y  $\alpha$  son los elementos correspondientes al elipsoide ( $\alpha' - \alpha$  es la modificación angular que se produce entre la rotación del elemento  $dl$  al compararse con la del homólogo  $dl'$ ). Los elementos lineales y superficiales deben ser pequeños (infinitesimales) para ser aptos en la inmediata identificación de las deformaciones.

La selección del sistema cartográfico depende del propósito para el que la carta se está produciendo. Si la carta se va a usar para la navegación, debe ser de tipo conforme. Los ángulos en el papel (por ejemplo los ángulos entre los cursos marcados en el papel y los meridianos) reproducirán, sin variaciones, la dirección angular del vector.

El procedimiento, a través del cual se establece una conexión entre los puntos del elipsoide y los puntos del plano cartográfico puede ser:

- a. Geométrico: Consiste en establecer una relación proyectiva entre ellos a través de las construcciones geométricas apropiadas, seguidas del proceso analítico relativo (trigonométrico en general);
- b. Analítico: Consiste en establecer una conexión analítica no-proyectiva entre los puntos. Es necesario escribir un sistema de ecuaciones que una las coordenadas geográficas de varios puntos en el elipsoide con las coordenadas en el plano ortogonal en la hoja referenciadas a un sistema de ejes apropiado.

El primer método de construcción de cartas se llama “proyección”, el segundo “representación”. Los dos métodos no son incompatibles, cada sistema puede ser articulado a través de un arreglo de ecuaciones y sistemas proyectivos apropiados pueden responder a varios sistemas de análisis, aunque estos sean aproximados.

En la cartografía moderna es preferible hacer cartas a través de “representaciones”.

Existen sistemas mixtos en los que elementos seleccionados de la red se transforman con un sistema y otros elementos con otro sistema. Estos sistemas se denominan “proyecciones o representaciones modificadas”, se utilizan comúnmente en la construcción de las cartas debido a sus características particulares que se ven en el producto final, los cuales no pudieron haber sido creadas en una simple proyección o representación.

## **2.5 Proyecciones**

### **2.5.1 Proyecciones en perspectiva (o geométricas)**

Para reproducir una sección determinada de un elipsoide en una carta, es necesario estudiar el centro del área y encontrar el plano tangente del elipsoide en ese punto. Es entonces posible proyectar las figuras geométricas elipsoideales en ese plano desde un centro de proyección adecuado.

Dependiendo de la posición seleccionada para el punto de proyección, se producen varias transformaciones, cada una con características particulares.

El centro de la proyección se puede fijar:

- a. En el centro del elipsoide (centro gráfico o proyección acimutal): las cartas producidas con este sistema son útiles para la navegación ya que la transformación de los arcos de círculo máximo en esferas aisladas locales producen segmentos de línea recta en el plano de la proyección;
- b. En relación al punto diamétricamente opuesto a la zona a ser representada (proyección estereográfica): es la única proyección perspectiva conforme y generalmente se utiliza para cartografía de zonas polares;
- c. En la extensión del diámetro, externo del elipsoide (proyección escenográfica);
- d. Siempre en el mismo diámetro pero a una distancia infinita (proyección ortográfica).

### **2.5.2 Proyecciones cónicas**

La proyección cónica consiste en tomar una superficie cónica posicionada de acuerdo a la porción del elipsoide para el que se está creando la carta y proyectando el elipsoide en la superficie cónica desde centro del elipsoide. Posteriormente, la superficie cónica se convertirá en un plano y la carta producida no se deformará (equidistante) a lo largo de la línea de la tangente; en todos los demás lugares es afilática o no ortomorfica. El caso más común se representa en la “proyección cónica directa”, la cual, para hacerla conforme, Lambert ha mantenido sin cambios el principio de proyección para trazar los meridianos pero él ha remplazado un sistema de representación analítica por el método de proyección para el trazado de paralelos. Esta es una proyección ortomórfica modificada.

### **2.5.3 Proyecciones cilíndricas**

Las proyecciones cilíndricas se obtienen tomando una superficie cilíndrica, preparada con variaciones, tangente al elipsoide y proyectando sobre ésta los puntos del elipsoide, desde su centro.

Entre las numerosas posibilidades para la ubicación del cilindro de proyección, vamos a considerar dos que originan, después del desarrollo sobre el plano, los dos sistemas cartográficos más usados: la proyección cilíndrica directa y la transversa.

### 2.5.3.1 Proyección cilíndrica directa

La proyección cilíndrica es una tangente al ecuador y ésta tiene un eje coincidente con el eje más pequeño del elipsoide terrestre. La grilla (cuadrícula) del meridiano y del paralelo se transforma a sí mismas, desde ese cilindro, en una serie de líneas rectas ortogonales entre ellos. La proyección es afilática o “no ortomórfica” en la banda ecuatorial; es conforme y las deformaciones son pequeñas en proximidad al ecuador pero crecen al aproximarse a los polos.

La proyección cilíndrica directa puede hacerse conformal u ortomórfica introduciendo una conexión analítica entre los paralelos del elipsoide y los paralelos de la carta; la misma continua como la proyección de origen de los meridianos transformados.

La carta modificada obtenida por esta vía, llamada Carta de Mercator (o Proyección Mercator), tiene la ventaja de estar conformada y de presentar grillas geográficas transformadas como líneas ortogonales rectas entre ellas. En resumen, éste parece ser el sistema cartográfico ideal para el área ecuatorial. Para áreas en latitudes p/romedio, se puede considerar una superficie cilíndrica que intercepte el elipsoide: no habrá más ausencia de deformaciones en el ecuador, pero habrá reducciones entre las bandas entre los dos paralelos seleccionados y expansiones en las zonas externas.

Adicionalmente, la Carta Mercator permite a la navegación el uso de la “línea loxodrómica o de rumbo constante”. Aunque no representan la distancia más corta entre dos puntos, la cual es la geodésica u ortodrómica, las líneas loxodrómicas están seguidas de distancias cortas, ya que el ángulo de la ruta puede ser fácilmente igualado al promedio; por esta razón, este tipo de cartas son utilizadas usualmente para la navegación.

### 2.5.3.2 Proyección cilíndrica transversal

La proyección cilíndrica es tangente a un meridiano con el eje colocado sobre el plano ecuatorial y la superficie del elipsoide se proyecta sobre ésta desde el centro del elipsoide mismo. Las deformaciones no se ubican en el meridiano tangente; pero éstas se incrementan con la distancia desde él.

Las grillas de meridiano y paralelo (cuadrículas) son transformadas en una red de curvas que se interceptan en el mismo ángulo. El efecto de la deformación es limitado al reducir la zona a ser proyectada, lo cual se logra dividiendo la superficie terrestre en zonas de ancho limitado (generalmente 15° de longitud), y proyectándolas sobre un cilindro tangente a sus meridianos central, a lo largo del cual se evitan las deformaciones. Para reducir futuras deformaciones, la intersección del cilindro, en vez de una tangente, puede ser introducida. Con este método, no ocurre la ausencia de deformaciones en el meridiano central, sino en dos líneas de intersección que son simétricas a él: en el área adjunta entre estas líneas hay contracciones, mientras que afuera de estas zonas hay expansiones crecientes.

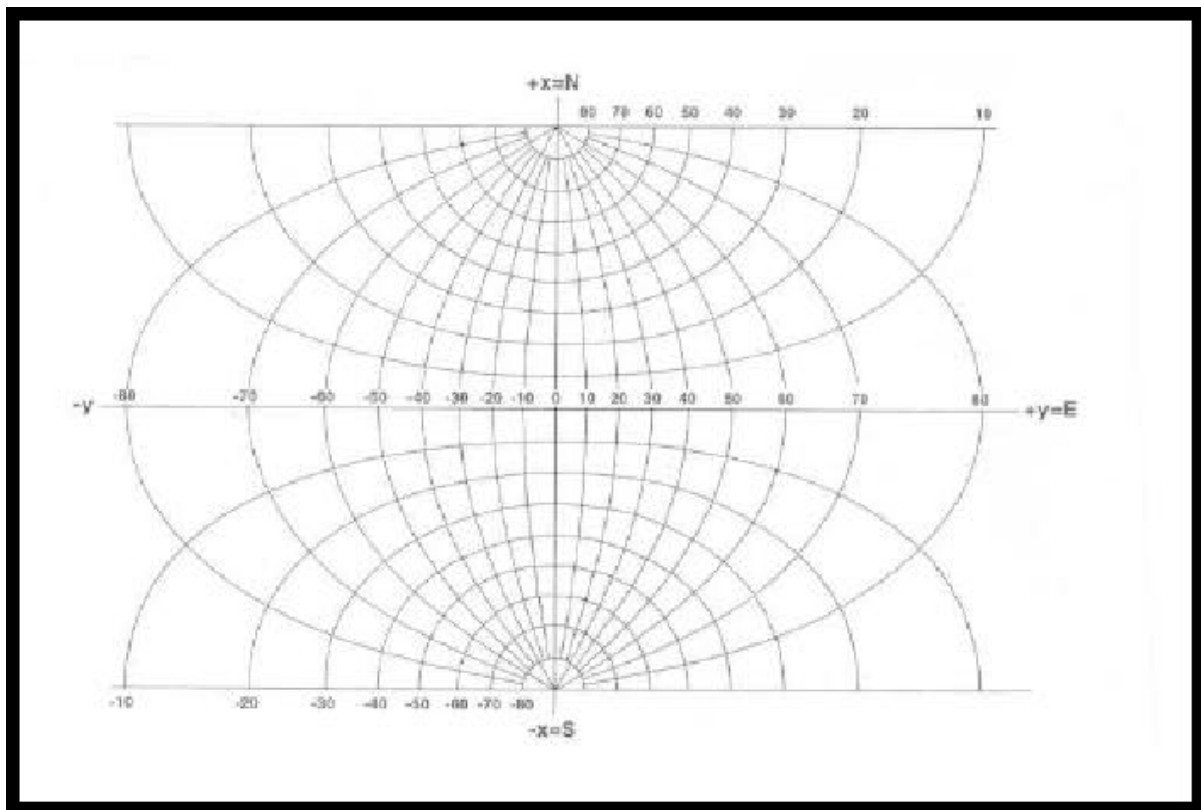
### 2.5.4 Representaciones

La representación Gauss, que es la base de la cartografía oficial de muchos países, “analíticamente” transforma la grilla geográfica (Fig. 2. 6), a través de ecuaciones de correlación muy complejas, en una red muy similar a la obtenida con la proyección cilíndrica transversa(otransversal), al otorgarle características fundamentales de conformidad (en adición a las comunes de las proyecciones: rectilínearidad entre las imágenes del ecuador y un meridiano, y equidistante a lo largo de un meridiano).

La ausencia de equidistancia (excepto para el meridiano central seleccionado) produce la variación de la escala en el papel, en relación con la posición del elemento de medida. La deformación aumenta con la distancia desde el meridiano central y el ecuador. Para reducir las deformaciones de la superficie a ser representada se delinea cuidadosamente; el elipsoide se divide en zonas (o fajas) con

distintos meridianos centrales (o meridiano de zona) seleccionado como el meridiano de referencia en el que se logra la equidistancia.

A través de la fórmula de transformación o las ecuaciones de Gauss, es posible obtener las coordenadas cartográficas, por lo tanto el plano de los puntos presentes en el elipsoide (Ej. Nodos de la grilla geográfica) en una representación del plano X-Y (o N-E), recordando que el meridiano transformado se muestra con el eje X y el Y se muestra en la dirección paralela para la protección del eje del cilindro.



**Fig. 2.6 “Grilla Geográfica”**

En el papel, los puntos con la misma abscisa u ordenada son líneas rectas discretas paralelas al eje. Al dibujar en el plano de la carta algunas de estas líneas rectas (aquellas correspondientes a los números enteros en kilómetros), se crea una red enrejada de cuadrados, llamada “grilla” o cuadrícula.

En cartas modernas, en las hojas sólo se muestra la cuadrícula o grilla, mientras que de la red geográfica sólo se dan trazos de paralelos y meridianos en el margen de la hoja.

La presencia de la grilla permite la operación de cálculo en el plano horizontal dentro de la faja completa, con la única necesidad de corrección de las distancias calculadas a través de coordenadas con la ayuda del coeficiente de deformación lineal. Debido a que la curva transformada de la línea geodésica no es un segmento en línea recta se deben introducir las correcciones de los ángulos (a través de la “reducción de cuerda”).

El sistema cartográfico basado en la representación de Gauss es reconocido internacionalmente como “La Proyección Transversal Mercator Universal” o “UTM” debido a la analogía con la proyección cilíndrica inversa obtenida de la proyección cilíndrica directa (Mercator).

### 2.5.5 Proyección Universal Transversal Mercator (UTM)

Las coordenadas “Universal Transversal Mercator” (UTM por siglas en inglés) son usadas en levantamientos y en trazados de mapas cuando el tamaño del proyecto se extiende a través de varias regiones en las zonas del plano o proyecciones y también son utilizadas por los Ejércitos de la OTAN, las Fuerzas Aéreas y las Armadas para aplicaciones de trazado de mapas, cartografía y geodesia.

Las diferencias entre la proyección UTM y la proyección TM (Transversa de Mercator o de Gauss) están en la escala en el meridiano central, origen y en la representación de la unidad de medida:

- La escala es 0,9996 en el meridiano central de la proyección UTM;
- La coordenada norte (NUTM) tiene como origen cero metro en el ecuador para el Hemisferio Norte hasta la latitud ochenta y cuatro grados norte (84°N);
- La coordenada sur (SUTM) tiene como origen diez millones de metros (10.000.000 m) en el ecuador para el Hemisferio Sur hasta la latitud ochenta grados sur (80°S);
- La coordenada este (EUTM) tiene el origen a quinientos mil metros (500.000 m) en el meridiano central.
- El sistema UTM está dividido en sesenta (60) zonas longitudinales. Cada zona es seis grados (6°) de ancho extendiéndose tres grados (3°) a cada lado del meridiano central.

Para calcular las coordenadas UTM de un punto se deben determinar las coordenadas TM:

- Las coordenadas norte o sur (NUTM, SUTM) son calculadas multiplicando el factor escala (0.9996) en el meridiano central por el valor de las coordenadas TM norte o sur (NTM, STM);
- En el Hemisferio Sur, se debe agregar diez millones de metros (10.000.000 m) a la cuenta del origen;
- El UTM este (EUTM) se deriva de multiplicar el TM este (ETM) por el factor de la escala del meridiano central (0.9996) y se le agrega quinientos mil metros (500.000 m) a la cuenta del origen.
- Las coordenadas UTM siempre se expresan en metros.

*UTM Norte, Sur, Este*

Hemisferio Norte:	$N_{UTM} = (0.9996) N_{TM}$
Hemisferio Sur:	$S_{UTM} = (0.9996) S_{TM} + 10,000,000 \text{ m}$
Coordenada Este:	$E_{UTM} = (0.9996) E_{TM} + 500,000 \text{ m}$

La zona UTM ( $Z$ = número de zona UTM) puede ser calculada desde la longitud geodésica de un punto (convertido a grados decimales):

- $Z = (180 + \lambda) / 6$  (longitud este)
- $Z = (180 - \lambda) / 6$  (longitud oeste)

Si el valor  $Z$  de la zona a calcular resulta en una cantidad decimal, entonces la zona debe ser incrementada por un número de zona entera.



Ejemplo de cálculo de la Zona UTM:

$$\begin{aligned}\lambda &= 15^\circ 12' 33.5609'' \text{ E} \\ Z &= 195.20932247 / 6 = 32.53448 \\ Z &= 32 + 1 \\ Z &= 33\end{aligned}$$

En el anterior ejemplo,  $Z$  es una cantidad decimal, entonces, la zona equivale a  $32 + 1$

### 3. MÉTODOS DE CONTROL HORIZONTAL

#### 3.1 Introducción

En el campo hidrográfico, el levantamiento topográfico, establecido para enmarcar geográficamente el territorio costero o para crear las marcas del terreno para el levantamiento hidrográfico, se lleva a cabo comenzando desde estaciones topográficas establecidas anteriormente con coordenadas ya determinadas por las operaciones de levantamiento geodésico.

Dichos puntos y la red de vinculación forma el apoyo primario, y constituyen el sistema de referencia geodésico adoptado (Datum).

Su determinación horizontal se puede obtener por:

- a. métodos clásicos de levantamiento (observaciones astronómicas y mediciones de los ángulos y las distancias);
- b. métodos mixtos de levantamiento;
- c. métodos fotogramétricos de levantamiento

Los dos primeros métodos cumplen con las redes básicas de control, primarios o de un orden inferior, vía operaciones de triangulación, trilateración y poligonal. Luego, desde los puntos de control primario, el apoyo se puede extender como sea requerido para las necesidades del levantamiento en particular con mediciones adicionales de los ángulos y distancias.

El desarrollo de la tecnología satelital ha permitido determinar las estaciones de una red primaria de apoyo, al mismo tiempo que una red secundaria sin la necesidad de una conexión geométrica entre ellas, incluyendo el levantamiento topográfico de un sitio en particular.

#### 3.2 Método clásico

##### 3.2.1 Triangulación

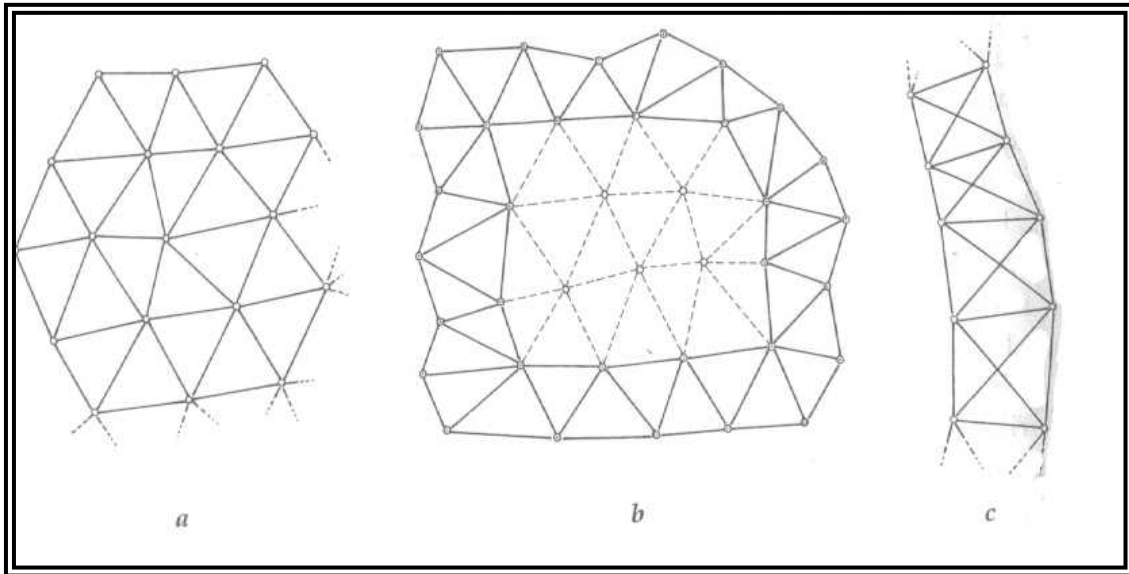
###### 3.2.1.1 Principios y especificaciones

En cada país dentro de sus fronteras se conocen algunos puntos, llamados estaciones trigonométricas, levantadas en algunas maneras fijas y conectadas entre sí de alguna manera, así como una secuencia de triángulos, posiblemente de forma equilátera.

La técnica de levantamiento, llamada triangulación, crea, al medir primariamente los ángulos, la determinación de los puntos de la red triangular, con cada triángulo teniendo al menos un lado en común.

El desarrollo, formado por triángulos, puede hacerse continuando las redes (Fig. 2.7a) o en una primera fase “hacer una cadena” (Fig. 2. 7b). Este último método se puede aplicar con éxito a los levantamientos de estados en los que son anchos en latitud o en longitud (Ej. Argentina).

Adicionalmente las cadenas pueden relacionarse entre ellas mismas, en el caso de un levantamiento de una zona larga y angosta; en ese caso es relevante a un esquema más rígido, como el cuadrilátero con diagonales (Fig. 2.7c).



**Fig. 2.7**

La escala en una red puede ser lograda con la medida de un lado o base única, con todas las otras mediciones angulares. Sin embargo, los errores de la escala se acumulan a través de la red y esto se controla/corriga mejor al medir otras líneas de base (Nota: antes de que surgiera la Medida Electrónica de Distancia la medida de la distancia era una tarea larga y difícil de realizar.)

Finalmente la orientación de la red debe ser determinada a través de la medición, hablando astronómicamente, del acimut del primer lado. Como con la escala, los acimuts adicionales se deben determinar a través de la red para corregir/controlar la propagación de los errores.

### 3.2.1.2 Medidas de base y ángulos

Para clarificar como se realiza la medición de triangulación, se debe determinar las coordenadas de los vértices A, B, C, D, E y F. (fig.2. 8). Estos vértices están unidos de manera que pueden formar una secuencia de triángulos y, en general se mide el lado AC (normalmente llamado “base” en triangulación) y todos los ángulos de varios triángulos  $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$  del triángulo ABC;  $\alpha_2, \beta_2, \gamma_2$  del triángulo ABD y, así sucesivamente.

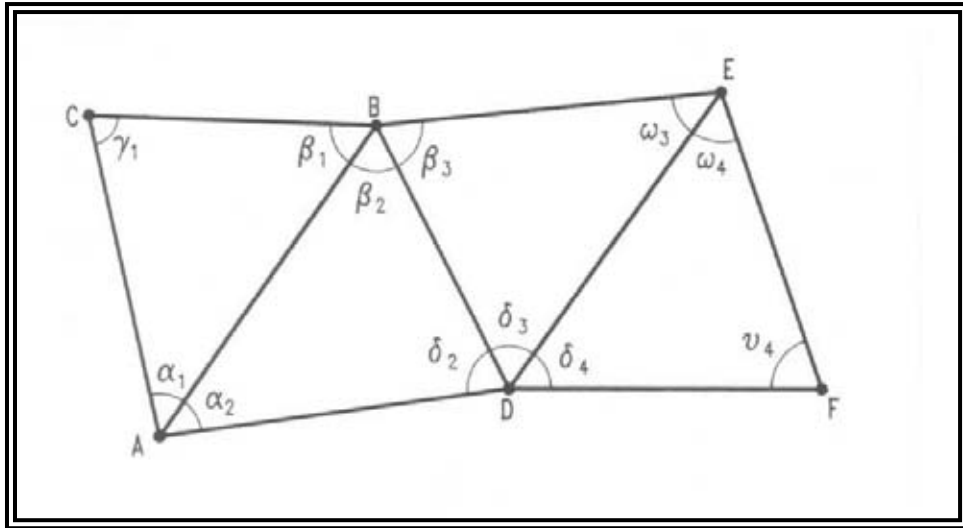


Fig. 2.8

El largo de la base de la triangulación primaria es del orden de aproximadamente diez kilómetros, y por esta razón, la medida de los ángulos necesita cuidado particular; es necesario utilizar teodolitos de lectura de uno a dos décimas de segundo sexagesimal, con el propósito de obtener, con apropiada reiteración, la medida de las direcciones con un error medio cuadrático en el orden de décimas de segundo.

Para lograr mediciones dentro de estas tolerancias, se le da especial importancia a las señales, que debe tener una estructura masiva, notoria y de apropiada coloración. Se pueden usar señales que brillen de día o de noche; las diurnas producidas por la luz solar (heliótopos) y las segundas por colimadores (proyectores luminosos). Ambos deben permitir ajustes de colimación libres de cualquier fase de error y por lo tanto requiere la presencia de un operador en el punto a ser colimado.

Por esta razón, en cada triángulo, al medir todos sus ángulos, la precisión de cada medida necesita de verificación; para calcular el error de cierre angular de cada triángulo (o error de cierre angular), corroborando que los resultados son inferiores a la tolerancia prefijada:

$$\varepsilon_{\alpha} = \left| \sum \alpha_i - 180^{\circ} \right| \leq t_{\alpha} \quad (2.5)$$

Donde la sumatoria  $\sum \alpha_i$  es la suma de las medidas de los ángulos finalmente purificados de los excesos esféricos y después se compensan los ángulos medidos usando un método riguroso o, empíricamente añadiendo o quitando de cada ángulo un tercio del error de cierre angular.

### 3.2.1.3 Computación y compensación

Una vez realizada la verificación por tolerancia, se resuelve el primer triángulo ABC (en la figura 2.8) se puede resolver, al conocer una base y los tres ángulos determinando los otros dos en general a través de la aplicación del teorema del seno :

$$\overline{AB} = \overline{AC} \cdot \frac{\text{sen } \gamma_1}{\text{sen } \beta_1} \quad (2.6)$$

$$\overline{BC} = \overline{AC} \cdot \frac{\text{sen } \alpha_1}{\text{sen } \beta_1} \quad (2.7)$$

Ahora estamos en capacidad de resolver el segundo triángulo ABD, al determinar su base, aplicando siempre el teorema del seno y, así sucesivamente.

Si las bases medidas son más de una, es necesario planificar el cálculo de compensación con el método riguroso. El método más frecuentemente usado es el de la observación indirecta:

La hiperdeterminación (sobre abundancia de medidas) de la red permite el cálculo del ajuste de la compensación a ser tomada con una aproximación de mínimos cuadrados.

Después, por ejemplo al considerar el triángulo ABD (fig. 2.9) los valores desconocidos se conforman por los valores más probables de las coordenadas horizontales de los vértices A, B, D (listados con  $X_A, X_B, X_D, Y_A, Y_B, Y_D$ ). Tales coordenadas se expresan como la suma de un valor inicial aproximado y las correcciones relativas a aplicar, para producir el valor final resultante más probable al usar el principio de los mínimos cuadrados.

Una vez que las mediciones angulares están compensadas, las operaciones a completar son las siguientes:

- a. Formulación de una ecuación de observación por cada medición efectuada. Especialmente, imponemos la condición de que un ángulo (ej.  $\alpha_2$ ) tiene que ser igual a la diferencia de dos direcciones medidas en las bases AD y AB:

$$\alpha_2 = (AD) - (AB) \quad (2.8)$$

De lo cual:

$$\alpha_2 - (AD) + (AB) = 0 \quad (2.9)$$

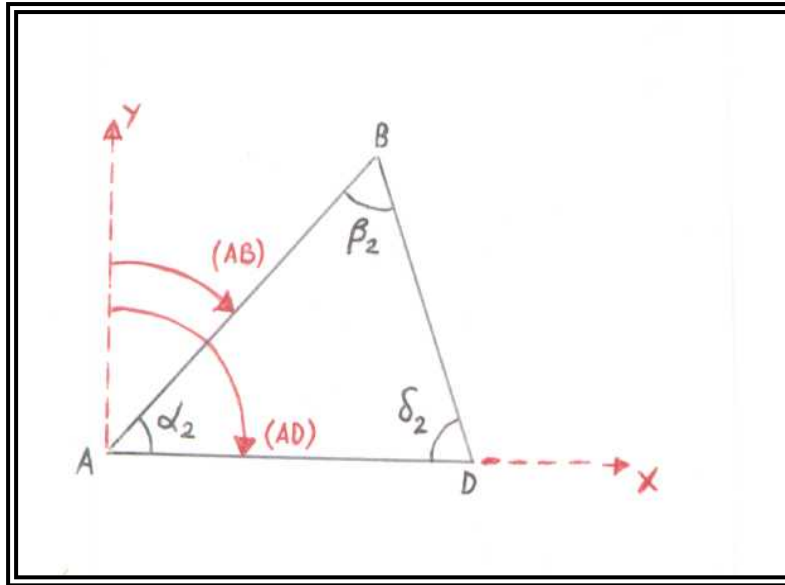


Fig. 2. 9

El sistema de ecuaciones generadoras es una tarea imposible ya que el número de ecuaciones (una por cada medida) es mayor al número de incógnitas (efecto del método de hiperdeterminación).

Las incógnitas se encuentran en las direcciones angulares medidas y se pueden expresar de la siguiente manera:

$$(AD) = \arctg [(X_D - X_A)/(Y_D - Y_A)] \quad (2.10)$$

$$(AB) = \arctg [(X_B - X_A)/(Y_B - Y_A)] \quad (2.11)$$

Desarrollándolas en series de Taylor, la función “**arctg**” de las variables  $X_i$  y  $Y_i$  ( $f[X_i, Y_i]$ ) para un punto cuyas coordenadas  $X_i^0$  y  $Y_i^0$  representan las coordenadas aproximadas iniciales de los vértices del triángulo, los incrementos de  $x_i$  y  $y_i$  desde estos vértices constituyen la corrección a ser aplicados para conseguir los valores finales compensados (más probables).

Para los propósitos actuales, el desarrollo de los términos de las series mayores que el primer grado se consideran insignificantes y son ignorados:

$$f[X_i, Y_i] = f[X_i^0, Y_i^0] + \left| \frac{\partial f[X_i, Y_i]}{\partial x} \right|_{(X^0, Y^0)} x_i + \left| \frac{\partial f[X_i, Y_i]}{\partial y} \right|_{(X^0, Y^0)} y_i \quad (2.12)$$

- b. La formulación del sistema de ecuaciones generadoras, impone la existencia de un residuo de observación ( $v_i$ ) como resultado de la presencia de inevitables errores accidentales en las medidas; una ecuación generadora del tipo:

$$\alpha_2 - (AD) + (AB) = v_i \quad (2.13)$$

Este sistema resulta de ser algebraicamente indeterminado ya que el número de ecuaciones es ahora menor al número de incógnitas (habiendo introducido los residuos de observación).

- c. La formulación del sistema de ecuaciones normales en las incógnitas, correcciones  $x_i$  y  $y_i$  introducidas en la expresión (2.12), resultan de imponer la condición de que la suma de los cuadrados de los residuos de observación  $v_i$ , debe ser mínima. En este punto el sistema es algebraicamente determinable con el número de ecuaciones iguales al número de incógnitas; esto permitirá establecer el valor compensado de las coordenadas horizontales de los vértices de la triangulación.

### 3.2.2 Trilateración

#### 3.2.2.1 Principios y especificaciones

Este tipo de medición es similar al de triangulación, ya que las coordenadas de un número de vértices son calculadas al conectar estos vértices de tal manera que forman una red de triángulos de lados comunes, pero donde las medidas preponderantes son de distancias y no de ángulos.

Con el advenimiento del equipo Electrónico de Medición de Distancias (EMD) y del equipo de Medición de Distancias Electro-óptico, la trilateración tiene una amplia aplicación y puede reemplazar en su totalidad a la triangulación; sin embargo, los dos métodos coexisten normalmente dando lugar a redes mixtas.

Mientras que en la triangulación el desarrollo controlado de elementos (triángulos) se puede realizar al medir tres ángulos de cada triángulo (el control es inmediato a través de la suma de los ángulos); En la trilateración el control tiene que hacerse al examinar triángulos contiguos, después de calcular los ángulos en función de los lados medidos.

Como en la triangulación, para redes primarias, siempre es necesaria la creación de un punto de origen y de un acimut con técnicas astronómicas para el control de la orientación.

#### 3.2.2.2 Medidas de ángulos y distancias

En comparación con la triangulación, que puede realizarla un operador sin requerimientos para las señales a ser usadas, excepto cuando se usan heliótopos o cualquier sistema de iluminación, la trilateración siempre requiere la ocupación de los objetivos con prismas o cualquier otro factor de reflector. Esta desventaja se compensa con la ventaja de ser capaz de funcionar bajo condiciones de poca visibilidad, esto permite una mayor flexibilidad al fotografiar y acorta considerablemente el tiempo de trabajo.

#### 3.2.2.3 Computación y compensación

Al usar el método de observación indirecta, el cálculo de compensación sigue el mismo procedimiento de la triangulación. Las ecuaciones generadoras se formulan en relación a las medidas laterales y para satisfacer la condición dada, por el teorema de Pitágoras, a las coordenadas de los vértices en el extremo del lado medido.

Tomando el triángulo de la fig. 2.9, la ecuación generadora relacionada a la medida del lado AD será:

$$(X_D - X_A)^2 + (Y_D - Y_A)^2 - \overline{AD}^2 = 0 \quad (2.14)$$

Como en la triangulación, al desarrollar (2. 14) en series de Taylor, alrededor de un valor aproximado de las coordenadas de los vértices de A y D ( $X_D^0, X_A^0, Y_D^0, Y_A^0$ ), y al considerar sólo los primeros términos de grado del mencionado desarrollo, aparece la siguiente expresión:

$$(X_D^0 - X_A^0)^2 + 2(X_D^0 - X_A^0)(x_D - x_A) + (Y_D^0 - Y_A^0)^2 + 2(Y_D^0 - Y_A^0)(y_D - y_A) - \overline{AD}^2 = 0 \quad (2.15)$$

donde los incrementos ( $x_D - x_A$ ) y ( $y_D - y_A$ ) representan las correcciones a aplicar para los valores iniciales aproximados de las coordenadas, con la finalidad de crear los valores compensados más probables.

La introducción de residuos de observación y la aplicación del principio de mínimos cuadrados permite la escritura del sistema algebraicamente determinado de ecuaciones normales en las incógnitas  $x_i$  y  $y_i$ .

### 3.3 Método mixto

La combinación de medidas angulares, de triangulación y de distancias (trilateración) requiere cuidado debido a los diferentes pesos de los dos tipos de medidas. El peso de cada observación es inversamente proporcional a la variancia ( $\mu$ ) de la medida.

Entonces, al asumir un error medio cuadrático de  $\pm 1$  en las medidas angulares (que equivale a  $4,9 \times 10^{-6}$  radianes), y una media de error relativo en distancias de  $10^{-5}$ , el cálculo de los pesos (aplicables a  $P_\alpha$  y  $P_d$ ) se destaca como sigue:

$$P_\alpha \approx (10^{-6})^2 \approx 10^{-12} \quad (2.16)$$

$$P_d \approx (10^{-5})^2 \approx 10^{-10} \quad (2.17)$$

Que indican que las medidas angulares tienen un peso 25 veces menor al de las distancias.

Entonces, por ejemplo, para combinar las ecuaciones de observaciones cuyos residuos tienen la misma precisión de las medidas respectivas, que resultan de mediciones de distancias y ángulos, será necesario multiplicar términos de ecuaciones angulares por 100.

#### 3.3.1 Poligonal

##### 3. 3.1.1 Principios y especificaciones

Las mediciones poligonales se usan frecuentemente en topografía para elaborar mediciones más específicas en zonas muy amplias o donde la línea de visión sea oscura. Tales mediciones se realizan determinando las coordenadas de muchos puntos, conectados para formar una red poligonal. Con la excepción del primer y del último vértice, las estaciones en una poligonal tienen que ser accesibles, y generalmente se requiere que cada estación sea visible, tanto para el vértice anterior como para el siguiente, para la medición de ángulos y distancias.

Si el vértice inicial y final de una red coincide o no, una poligonal puede ser cerrada o abierta. Si las coordenadas absolutas de algunas estaciones se conocen o no, puede ser orientada o no orientada.

En los modelos topográficos antiguos, la triangulación era la única forma disponible para crear la red de puntos sobre un área amplia. Las poligonales fueron reservadas para conectar los puntos de orden menor dentro de un levantamiento detallado. Si el área era muy limitada, era medida con una red pequeña poligonales cerradas; pero si la superficie era mayor y la carta debía estar a gran escala dentro de las estaciones conocidas más cercanas, la poligonal conectaba los vértices de triangulación y se decía que estaba abierto. Hoy en día el uso de EMD o EODM permite mediciones de poligonales de muchos kilómetros de longitud y programar la medición de poligonales con mayor precisión, que pueden conectar directamente los vértices de una triangulación nacional primaria, reemplazando por completo la triangulación de orden inferior.

Un defecto importante de las poligonales reside en el incremento progresivo del error en la dirección de avance, tal error es la suma algebraica de los efectos de los errores originados en las mediciones de los ángulos y distancias desde cada marca, conocido como la propagación de los errores.

### 3.3.1.2 Medidas de base y ángulo

En relación a las medidas, de las cuales por lo menos una tiene que ser de distancia, la poligonal puede ser:

- a. Isodeterminada: el número de medidas es igual al número de incógnitas (las coordenadas de los vértices). Si “ $n$ ” es el número de vértices, el número de medidas estrictamente necesario es igual a  $(2n - 3)$ ;
- b. Hiperdeterminada: número de medidas superabundantes en comparación con aquellas estrictamente necesarias, por lo tanto existe la posibilidad de tomar el control sobre los errores accidentales para compensarlos y finalmente realizar una evaluación en la precisión de los resultados obtenidos. Además, debido al número tan bajo de medidas superabundantes posibles, el grado de hiperdeterminación puede ser de tres 3 como máximo; los métodos empíricos pueden ser utilizados para ajustes de estos vértices en vez de los métodos rigurosos.

### 3.3.1.3 Computación y compensación

Se entiende que los ángulos horizontales en correspondencia con los vértices de una poligonal son aquellos que son producidos al hacer rotar, en sentido de las agujas del reloj, desde el lado anterior hacia el siguiente. El cálculo de los ángulos en un punto en una poligonal es por lo tanto riguroso; conociendo los ángulos de una dirección es posible calcular la diferencia entre el ángulo siguiente y el anterior, si la diferencia resulta negativa, es necesario sumar  $360^\circ$ .

Esto se llama “regla de transporte”; una dirección en un vértice  $A_i$ , es dado por la suma de la dirección del vértice anterior  $A_{i-1}$  y el ángulo del vértice  $A_i$  el ángulo medido entre los dos lados; si es necesario se agrega  $360^\circ$  o se le resta al resultado para dar la dirección de  $0^\circ$  a  $360^\circ$ .



### 3.3.2 Poligonal abierta no orientada (iso-determinada)

Con referencia a la figura 10, los cálculos a desarrollarse en sucesión son los siguientes:

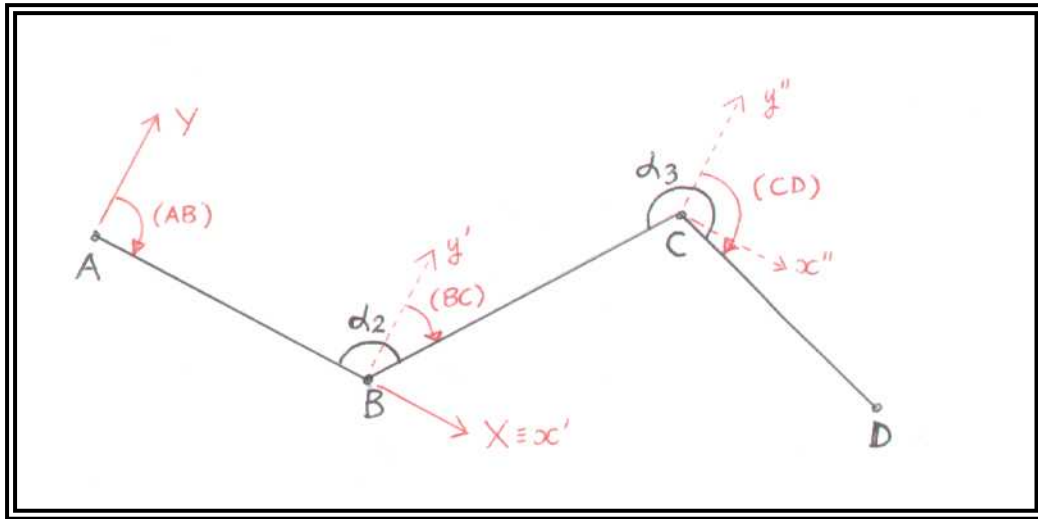


Fig. 2.10

- a. Cálculo de los ángulos de dirección de los lados a través de la regla del transporte, recordando que el ángulo de la dirección inicial (AB) es obtenido del sistema de referencia local establecido (con dirección del eje  $x$  en el primer lado AB y el eje  $y$  en el ortogonal a éste). Por ejemplo el ángulo de dirección (BC) es:

$$(BC) = (AB) + \alpha_2 \pm 180^\circ \quad (2.18)$$

- b. Cálculo de las coordenadas iniciales habiendo definido como sistema de referencia parcial aquellos centrados en el vértice anterior al que está siendo observado, con los ejes (denominados en la figura con  $x'$ ,  $y'$ ,  $x''$ ,  $y''$ ) paralelos a los que inicialmente se describieron. Por ejemplo, las coordenadas del vértice C en comparación con el vértice B son:

$$x_{C(B)} = \overline{BC} \cdot \sin(BC) \quad (2.19)$$

$$y_{C(B)} = \overline{BC} \cdot \cos(BC) \quad (2.20)$$

- c. Cálculo de las coordenadas finales en comparación con el sistema de la primera referencia local centrado en el vértice A, que tiene las coordenadas  $X_A = 0$  y  $Y_A = 0$ . Las coordenadas finales del vértice B son:

$$\begin{aligned} X_B &= X_A + x_{B(A)} \\ Y_B &= Y_A + y_{B(A)} \end{aligned} \quad (2.21)$$

y así sucesivamente para los siguientes vértices.

Es importante hacer notar que teniendo el número de medidas (ángulos  $\alpha_A$ ,  $\alpha_B$  y distancias AB, BC, CD) igual al número de incógnitas ( $X_B$ ,  $X_C$ ,  $Y_C$ ,  $X_D$ ,  $Y_D$  coordenadas finales) la estructura es isodeterminada y no es posible por lo tanto, efectuar un ajuste ni evaluar la precisión de los resultados obtenidos.

### 3.3.3 Poligonal abierta orientada (hiperdeterminada)

Con referencia a la fig. 2. 11, los elementos conocidos del problema son las coordenadas absolutas del primer y último vértice de la poligonal, A y D, relacionados con el sistema de referencia externo (como el Datum local nacional) y las coordenadas, siempre en relación al mismo sistema de referencia, de los puntos externos, P y Q, que sirven para desarrollar la hiperdeterminación de la estructura. Las medidas (ángulos  $\alpha_A$ ,  $\alpha_B$ ,  $\alpha_C$ ,  $\alpha_D$  y las distancias AB, BC, CD) están más relacionadas con las incógnitas representadas por las coordenadas absolutas de los vértices intermedios ( $X_B$ ,  $Y_B$ ,  $X_C$ ,  $Y_C$ ), por cada medida adicional se formulará una ecuación de ajuste.

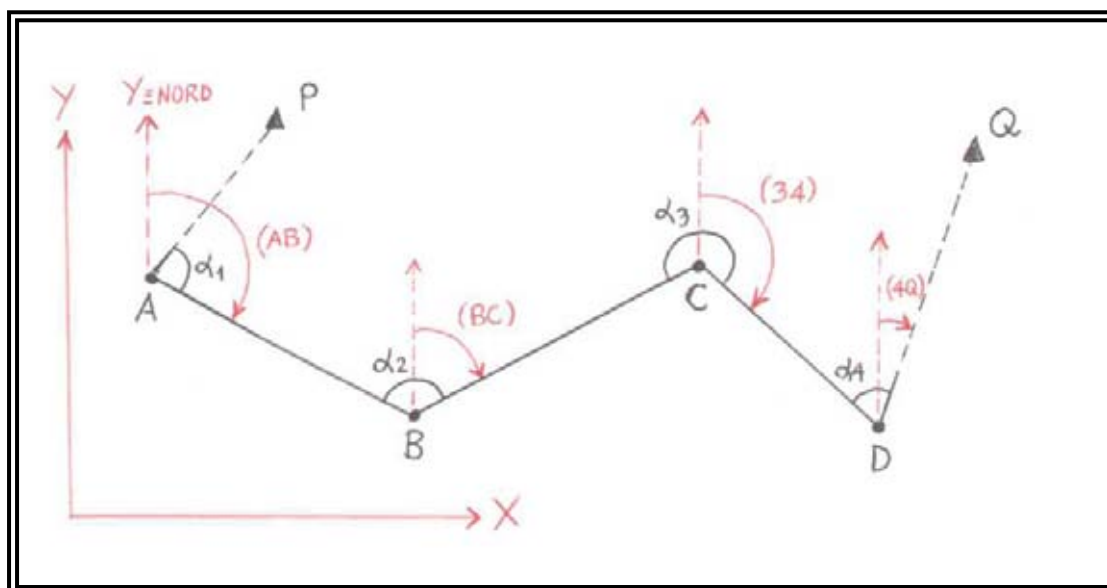


Fig. 2.11

Los cálculos a desarrollarse son los siguientes:

- Cálculo de los ángulos de dirección, conocidos frecuentemente como acimuts, no compensados con la regla del transporte, partiendo del primer ángulo de dirección (PA) ya compensado y calculado:

$$(PA) = \arctg \left[ \frac{(X_A - X_P)}{(Y_A - Y_P)} \right] \quad (2.22)$$

Por ejemplo, el ángulo de dirección no compensado de lado DQ (igual a (DQ')) es:

$$(DQ)' = (CD) + \alpha_D \pm 180^\circ \quad (2.23)$$

- b. La formulación de la primera ecuación de ajuste hace uso de la posibilidad de calcular el ángulo de dirección de ajuste final (DQ):

$$(DQ) = \operatorname{arctg} \left[ \frac{(X_Q - X_D)}{(Y_Q - Y_D)} \right] \quad (2.24)$$

La condición aplicada a este punto, es la igualdad entre el valor calculado ya compensado del (2.24) y el no compensado del (2.23). La ecuación es:

$$(DQ)' - (DQ) = 0 \quad (2.25)$$

Con la presencia inevitable de los errores accidentales en las medidas de los ángulos  $\alpha_A$ ,  $\alpha_B$ ,  $\alpha_C$ ,  $\alpha_D$ , que están presentes en el cálculo de  $(DQ)'$ , (2.25) nunca será satisfecho debido a la presencia de residuos llamados “error de cierre” y señalando como  $\Delta\alpha$ . El (2.25) entonces se convierte en:

$$(DQ)' - (DQ) = \Delta\alpha \quad (2.26)$$

Recordando que el  $\Delta\alpha$  tiene que ser más pequeña que una tolerancia angular establecida en el proyecto.

- c. Cálculo de los ángulos de dirección compensados:

$$\begin{aligned} (AB) &= (AB)' - u\alpha \\ (BC) &= (BC)' - 2u\alpha \\ (CD) &= (CD)' - 3u\alpha \\ (DQ) &= (DQ)' - 4u\alpha \end{aligned} \quad (2.27)$$

Da  $u\alpha$ , donde  $u$  representa “el error de cierre unitario” igual a la relación entre el error de cierre angular y al número de ángulos no compensados en los cuales se comparte.

- d. Cálculo de las coordenadas parciales no compensadas, habiendo definido los sistemas de referencia parcial centrado en los vértices y con ejes paralelos a aquellos del sistema absoluto de partida. Por ejemplo las coordenadas parciales no compensadas del vértice B en relación con A son:

$$\begin{aligned} x_{B(A)} &= \overline{AB}' \operatorname{sen}(AB) \\ y_{B(A)} &= \overline{AB}' \operatorname{cos}(AB) \end{aligned} \quad (2.28)$$

- e. La formulación de la segunda y tercera ecuación al aplicar la condición de que la suma de todas las coordenadas parciales es igual a la diferencia entre las coordenadas absolutas del último y del primer vértice. Hay dos ecuaciones porque una se refiere a las abscisas y la otra a las ordenadas:

$$\begin{aligned}\sum x' - (X_D - X_A) &= 0 \\ \sum y' - (Y_D - Y_A) &= 0\end{aligned}\quad (2.29)$$

Como en el caso de los ángulos, las ecuaciones nunca se satisfacen debido a los residuales, que se denominan “error de cierre lineal en abscisas” y “error de cierre lineal en ordenadas”, y son iguales a:

$$\begin{aligned}\Delta x &= \sum x' - (X_D - X_A) \\ \Delta y &= \sum y' - (Y_D - Y_A)\end{aligned}\quad (2.30)$$

Definiendo  $\Delta L$  como:

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}\quad (2.31)$$

$\Delta x$  y  $\Delta y$  tienen que ser tales que  $\Delta L$  no sea más grande que la tolerancia lineal establecida.

f. Cálculo de las coordenadas compensadas parciales:

$$\begin{aligned}x_{2(1)} &= x'_{2(1)} - u_x & y_{2(1)} &= y'_{2(1)} - u_y \\ x_{3(2)} &= x'_{3(2)} - u_x & y_{3(2)} &= y'_{3(2)} - u_y \\ x_{4(3)} &= x'_{4(3)} - u_x & y_{4(3)} &= y'_{4(3)} - u_y\end{aligned}\quad (2.32)$$

Donde  $u_x$  y  $u_y$  representan los valores del error unitario de cierre lineal y son iguales a la relación entre el error de cierre lineal, relativo a las abscisas y a las ordenadas y al número de coordenadas no compensadas parciales en las que se comparte de manera uniforme.

g. Cálculo de las coordenadas totales (absolutas) de los vértices intermediarios incógnitos (B y C) partiendo de los valores conocidos del punto inicial A y sumando los valores de las siguientes coordenadas parciales:

$$\begin{aligned}X_B &= X_A + x_{B(A)} & Y_B &= Y_A + y_{B(A)} \\ X_C &= X_B + x_{C(B)} & Y_C &= Y_B + y_{C(B)}\end{aligned}\quad (2.33)$$

### 3.3.4 Polígono cerrada no orientada

Con referencia a la fig. 2. 12, los elementos conocidos del problema están representados por las coordenadas del vértice “A”, con el cual el origen del sistema Cartesiano ha sido establecido con el eje X en dirección al primer lado medido AB, y desde las ordenadas, igual a 0 en el mismo sistema local Cartesiano, en el segundo vértice “B”. Los diez elementos medidos son todos los ángulos internos y todos los lados del polígono, mientras las siete incógnitas ( $X_B, X_C, X_D, X_E, Y_C, Y_D, Y_E$ ) establecen una hiperdeterminación de orden máximo posible 3.

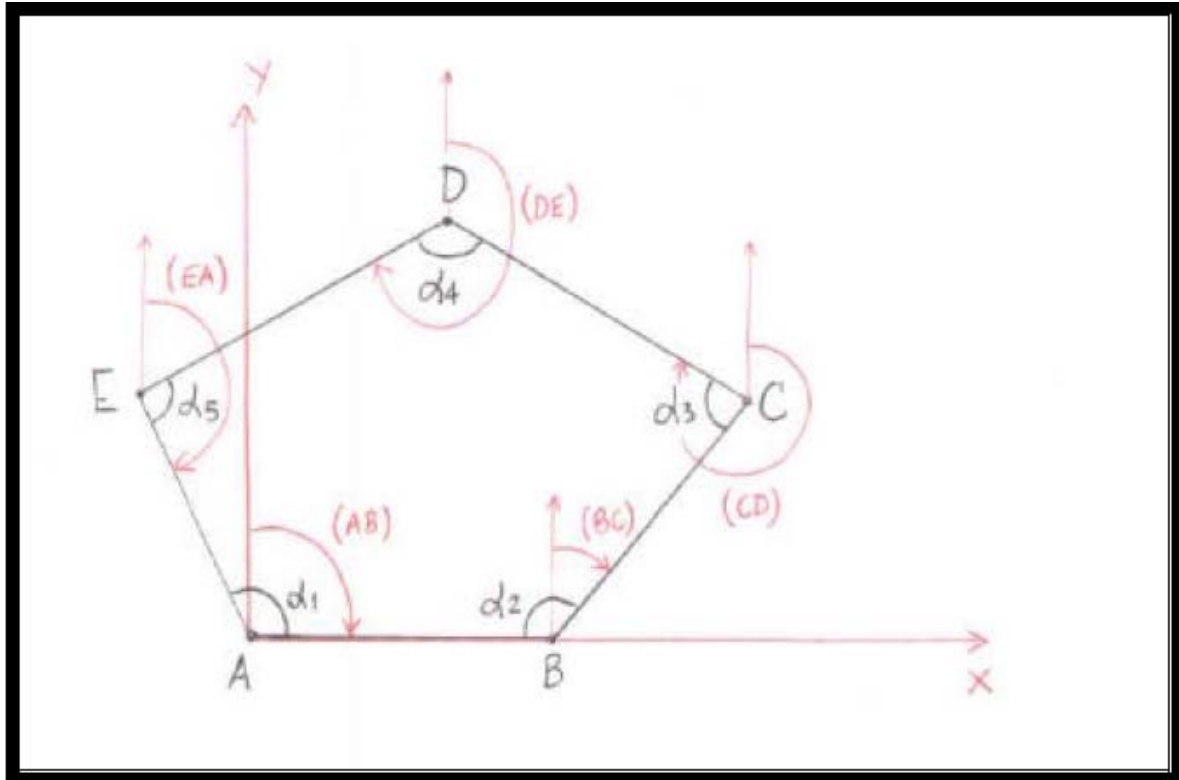


Fig. 2.12

El cálculo contiene las siguientes fases:

- Control y compensación angular, imponiendo que la suma de los ángulos no compensados medidos es igual a la suma de los ángulos internos de un polígono con “n” lados  $((n-2)180^\circ)$ . Debido a los inevitables errores accidentales, se generan las siguientes observaciones residuales (error angular de cierre  $\Delta\alpha$ ):

$$\Delta\alpha = \sum \alpha' - (n-2) \cdot 180^\circ \quad (2.34)$$

Tal resultado es menor que una tolerancia fija. El error de cierre unitario “ $u\alpha$ ” (igual al error de cierre dividido entre el número de ángulos medidos) debe ser uniformemente repartido en todos los ángulos medidos.

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha'_1 - u\alpha \\ \alpha_2 &= \alpha'_2 - u\alpha \end{aligned} \quad (2.35)$$

y así sucesivamente. Los ángulos obtenidos ahora están compensados

- Cálculos de dirección de los ángulos (en comparación al sistema local de ejes de dirección y) usando la regla del transporte.
- Cálculo de las coordenadas parciales no compensadas con (2.19) y (2.20).

- d. Control y compensación lateral, teniendo en cuenta que la suma de todas las abscisas parciales es cero (lo mismo que para las ordenadas). Tomando en cuenta en el cálculo las coordenadas parciales no compensadas, esta condición no será satisfactoria resultando en los residuos  $\Delta x$  y  $\Delta y$  (errores laterales de cierre). Se define la cantidad  $\Delta L$  como:

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (2.36)$$

$\Delta x$  y  $\Delta y$  tienen que ser tales que  $\Delta L$  no supere la tolerancia lineal establecida. El error unitario de cierre que se comparte en las abscisas parciales no compensadas  $u_x$ ; es igual a la relación entre el error lateral de cierre de las abscisas y el número de coordenadas a calcular. Mientras que el error unitario relacionado a las ordenadas  $u_y$  se debe calcular dividiendo el número de coordenadas calculadas menos 1. Esto es debido a que las coordenadas del vértice B, en comparación al origen en A ( $y_{B(A)}$ ), no están compensadas (fijas en 0 por selección de eje), con la finalidad de no cambiar el sistema de orientación Cartesiano. Ahora, es posible proceder con la compensación de las coordenadas parciales, sustrayendo  $u_x$  y  $u_y$  de los valores de las abscisas y de las ordenadas no compensadas como se detalla en la (2. 32), con la única excepción para el valor  $y_{B(A)}$ , que se fija en 0 como se dijo anteriormente.

- e. Cálculo de las coordenadas totales con (2.21).

### 3.4 Método fotogramétrico (ver también el capítulo 6)

La fotogrametría es una técnica amplia de medición topográfica de la tierra o de los objetos, a través del uso de fotografías tomadas desde puntos de vista.

La fotogrametría Convencional se divide usualmente en dos categorías

- a. Fotogrametría terrestre, en el cual las fotos se toman desde diferentes puntos de la tierra;
- b. Fotogrametría aérea, en la cual las fotos se toman desde aviones.

Tal distinción no tiene relación con los procedimientos de restitución, que son en principio los mismos, sino con los métodos o procedimientos utilizados para obtener la toma.

Para poder garantizar la restitución topográfica del objeto fotografiado es necesario tener al menos dos imágenes del punto de interés tomadas desde dos diferentes posiciones. Si la posición de las cámaras se conoce, se pueden determinar las coordenadas espaciales de los puntos de interés en las dos fotografías simultáneamente desde las dos líneas rectas que interceptan las imágenes con los centros ópticos relativos. Este es el principio fundamental de la fotogrametría, común a todas las técnicas de medición fotogramétrica.

En el proceso de medición de fotogramétrica existen tres cantidades, relacionadas entre ellas de diferente manera en diversos momentos de la medición. Ellas son:

- a. Las coordenadas tridimensionales (X,Y,Z) de los objetos fotografiados.
- b. Las coordenadas horizontales (x,y) de las imágenes de los objetos fotografiados en el plano de la película;
- c. Todos los parámetros de orientación, necesarios para establecer la posición de la cámara durante la toma.

En el momento de la toma se asignan dos grupos de cantidades, aunque puede que no se conozcan numéricamente en ese momento: las coordenadas de los objetos fotografiados y los parámetros de orientación, ej. La posición y las características ópticas de la cámara. Conociendo las coordenadas espaciales reales y las coordenadas horizontales en la película de algunos de los puntos conocidos, se pueden calcular los parámetros de la orientación. Finalmente en la fase de restitución, con los parámetros de orientación calculados, es posible determinar las coordenadas espaciales de todos los puntos observados usando las coordenadas horizontales en los fotogramas.

Una de las aplicaciones más importantes de la fotogrametría es la producción cartográfica, a escalas variables de 1:500 a 1:50.000.

### **3.4.1 Aerofotogrametría**

Casi todas las cartas de navegación se realizan a través de la fotogrametría aérea. Gracias a esta técnica es posible realizar cartas topográficas de amplias áreas en tiempos relativamente cortos, en vez de los muchos años que se requieren con las técnicas tradicionales.

Las fotos aéreas se pueden realizar de diferentes maneras, dependiendo del tipo de carta a realizarse y a la clase de cámara que se utilice. La fotogrametría aérea generalmente emplea cámaras con fotografía nadiral (también llamada vertical), el eje óptico coincide con el eje vertical. Esto proporciona la ventaja de producir fotogramas con una escala constante si la tierra es plana así como de permitir la observación estereoscópica de los fotogramas.

Aunque se haga una ampliación, los fotogramas aéreos no pueden usarse como cartas de territorio fotografiado. La foto aérea es una perspectiva central, mientras que los mapas se obtienen con una proyección ortogonal de la zona de la superficie en referencia. Debido a esta diferencia, un segmento vertical, que se representaría con un punto en el mapa, es representado con un segmento en la foto.

Otra diferencia entre la fotografía y la representación cartográfica se debe al hecho de que en el fotograma el factor escala se define sólo en el caso de que el objeto esté perfectamente horizontal y el eje de la cámara estrictamente vertical. Si en el área observada hay diferencia de altura, la escala del fotograma variará de punto en punto y sólo se podrá definir una escala promedio; la selección de la escala promedio determinará la altitud del vuelo.

Para garantizar el principio fundamental de fotogrametría, cada punto del área a medir debe tomarse en fotos separadas, por lo que, los dos fotogramas adyacentes resultarán en un solapamiento del 50% de su longitud. Para evitar el riesgo de que algunas áreas no tengan este solapamiento debido a las variaciones de la velocidad aeronáutica, se adopta una superposición del 60% al 70%. La sucesión de fotogramas en sentido longitudinal se denomina tira continua. Generalmente, es necesario realizar varias tiras continuas, luego ubicarlas transversalmente una sobre otra, para lograr un solapamiento de entre el 15% al 30% del ancho del fotograma, para compensar los inevitables movimientos por deriva del avión.

#### **3.4.1.1 Restitución fotogramétrica**

Después de realizar la medición, los dos fotogramas resultantes representan, desde dos puntos de vista, una proyección perspectiva del objeto. Las parejas de fotogramas se utilizan para la restitución total de los objetos medidos, con equipos complejos (instrumentos de trazado estereoscópico) o por medio de un estereoscopio simple, que permite la observación simultánea de los objetos por vía de su habilidad óptica binocular lo que permite que cada ojo pueda ver sólo una foto.

Con la fotogrametría estereoscópica la medición no se realiza en el plano, como con los métodos tradicionales que tomaban las medidas de la realidad, sino desde un modelo estereoscópico (o estereo modelo) observable a través de un par de fotografías, que dimensionalmente lo reconstruyen en una escala apropiada. Con los métodos tradicionales, se mide un número de puntos limitados, mientras que con la fotogrametría se mide la totalidad del objeto y subsecuentemente las coordenadas de los puntos de interés pueden ser determinadas.

### 3.4.1.2 Restitución analógica

En la restitución analógica, el modelo de tierra se construye de manera óptico-mecánica, desde el cual se puede dibujar la observación en el papel.

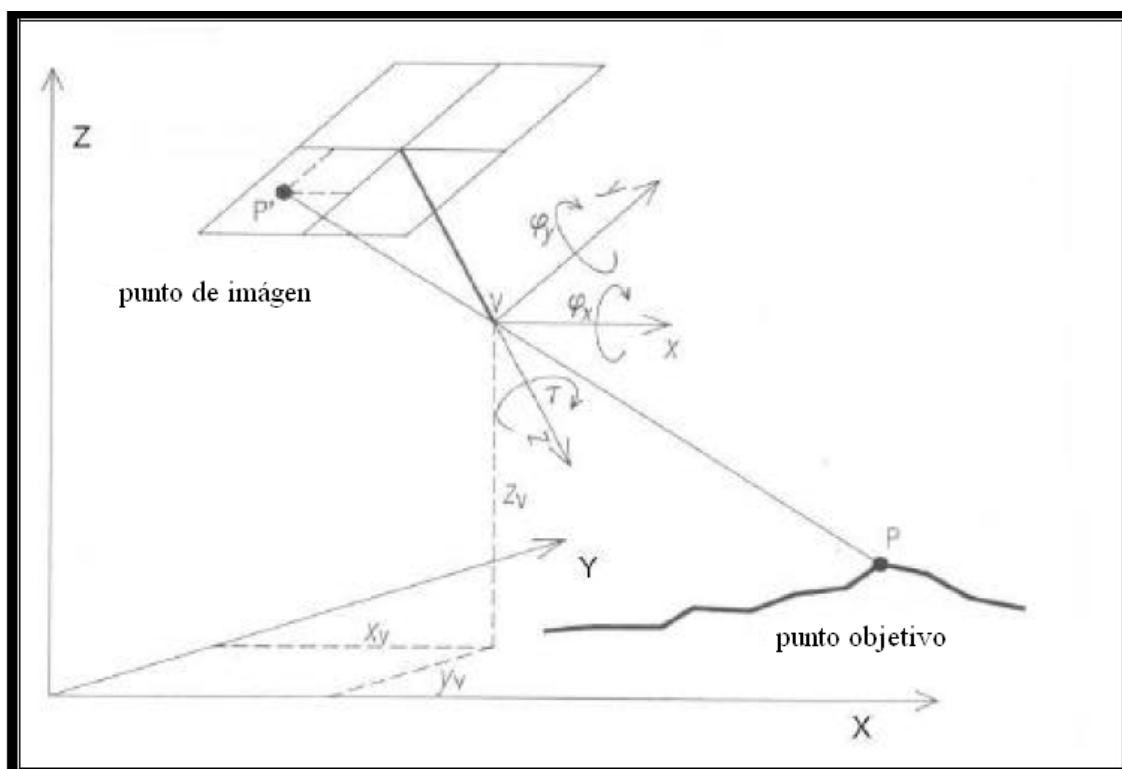
Para poder proceder con la restitución es necesario saber, con gran precisión, los parámetros de la orientación interior (u orientación interna):

- a. La longitud focal calibrada del lente objetivo de la cámara.
- b. Las coordenadas en el fotograma del punto principal calibrado, que representa la base de la perpendicular desde el centro de perspectiva interior al plano de la fotografía (punto nodal del objetivo). Estas coordenadas se calculan en el interior del sistema de referencia del fotograma, definido por la intersección de las parejas de marca de índice impresas en los puntos medios de los lados del fotograma.

El procedimiento de la restitución analógica consiste en reconstruir las circunstancias de los dos fotogramas durante la toma con una similitud geométrica entre las dos configuraciones. Los fotogramas se instalan en dos proyectores que deben colocarse de manera tal que muestren una orientación interior igual a la de la cámara aérea de tira continua. Luego los parámetros de la orientación exterior (u orientación externa) deben ser determinados, esto permite conocer con exactitud la posición espacial de las parejas de fotogramas y el modelo de tierra o el objeto fotografiado puede ser recreado. La orientación exterior se divide en:

- a. Relativa: define la posición del segundo fotograma en relación al primero. Seis parámetros son necesarios, ej. Las tres coordenadas relativas del segundo punto nodal en relación a las del primero y desde las rotaciones. El cálculo de estos parámetros produce seis pares de puntos homólogos, y simultáneamente elimina manualmente el paralelaje transversal de cada uno de ellos. Des esta manera, se define un modelo estereoscópico, desde el cual no se puede tomar una información métrica, porque su orientación absoluta y su escala no se conocen.
- b. Absoluta: define la posición espacial del primer fotograma con referencia a un sistema fijo de la tierra a través de puntos conocidos. Seis parámetros más son necesarios porque en el espacio un cuerpo tiene seis grados de libertad. Generalmente estos seis parámetros son las coordenadas espaciales de punto nodal  $x_v$ ,  $y_v$ ,  $z_v$ , y las tres rotaciones  $\phi_x$ ,  $\phi_y$ ,  $\tau$ , alrededor de los tres ejes cartesianos que pasan por el punto principal. (Fig. 2. 13).





**Fig. 2.13 “Doce parámetros de determinación para una restitución analógica”**

La determinación de los doce parámetros de la orientación exterior permite el regreso a la posición espacial los dos fotogramas durante la toma.

Normalmente el número mínimo de puntos de control en tierra es cinco, cuatro de estos (conocidos en las tres coordenadas) son distribuidos en los límites del modelo y el quinto es de control vertical, del que sólo se conoce su altura, se posiciona cerca del centro del modelo. De esta forma el problema será hiperdeterminado; existirán algunas variancias residuales de observación, denominadas variancias residuales de orientación, que permiten verificar la precisión de la medición fotogramétrica.

Las diferencias en los puntos de control, entre los valores de las coordenadas de tierra y las coordenadas del modelo, no deben ser mayores a ciertos límites.

### 3.4.1.3 La restitución analítica

Se han desarrollado técnicas de restitución fotogramétrica numérica con el desarrollo del cálculo numérico automatizado; estos métodos emplean el poder de las computadoras modernas para llevar a cabo la compilación fotogramétrica.

### 3.4.1.4 Fotogrametría digital

La fotogrametría tradicional, es decir la estereoscópica o estereofotogramétrica, se puede lograr por los métodos analógico o analítico. En la práctica, la restitución en la fotogrametría analógica se logra por medio del sistema óptico; las coordenadas de los puntos observados en la fotogrametría analítica se determinan matemáticamente.

La fotografía digital no sólo explota las calculadoras electrónicas en la fase final, como se hace en la restitución analítica, sino también en el tratamiento de imágenes, que se graban de forma digital.

También se pueden emplear fotografías tradicionales, modificándolas inicialmente con el equipo que transforma las imágenes en señales digitales, como un escáner.

La adopción de las imágenes satelitales permite la automatización de muchas operaciones, que deben ser desempeñadas por el operador como en la definición de la orientación interior y exterior en la fotogrametría analítica.

### 3.4.1.5 Aerotriangulación (triangulación aérea)

En el proceso de medición fotogramétrica, la determinación de coordenadas de los puntos de control de tierra es generalmente la fase que requiere mayor empleo de tiempo, por lo menos 5 puntos para cada modelo, para cada pareja. Para reducir el número requerido, las coordenadas de algunos pueden ser también obtenidas por métodos fotogramétricos, a través de la triangulación aérea.

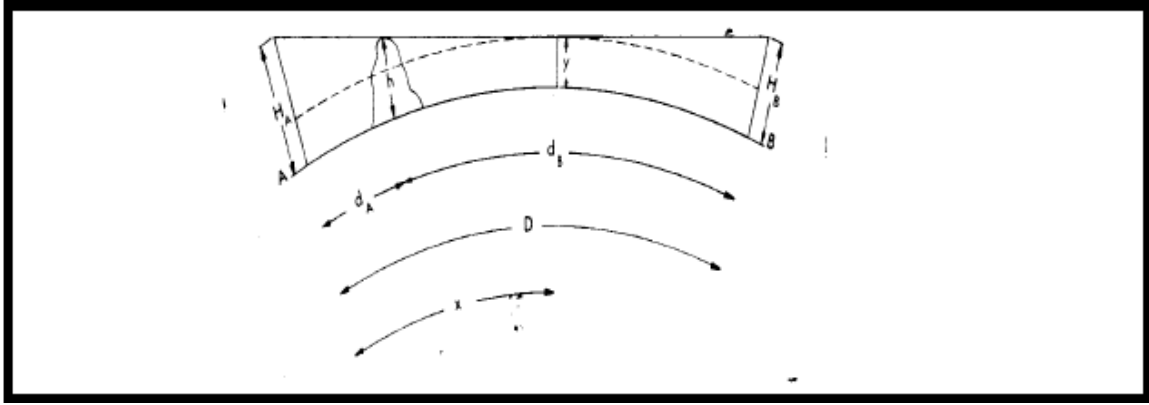
La determinación de las coordenadas de los puntos de control a través de la triangulación aérea puede ser efectuada con el método de modelos independientes. Éste consiste en construir independientemente la orientación relativa de cada modelo a partir de los otros; los modelos se conectan a través de algunos puntos, conocidos como puntos de relación, comunes a los dos modelos (los puntos comunes a los tres fotogramas que los han producido) y se colocan en las áreas marginales de los mismos modelos. Al final se obtiene un solo bloque de modelos, de longitud y amplitud igual a la de los modelos conectados entre ellos. Teóricamente deberían ser sólo cinco puntos de control del primer modelo; en la práctica existen puntos de control esenciales desplazados hacia los cuatro límites y a lo largo del perímetro del bloque de modelos y algunos puntos altimétricos dentro del bloque.

Sin embargo, esta técnica ha sido reemplazada con el uso del sistema de posicionamiento global GPS, que permite la determinación directa de las coordenadas de los puntos de control de tierra, y al mismo tiempo, ofrece la posibilidad de instalar de forma directa los receptores GPS en los aviones.

Las coordenadas de los puntos medidos durante la toma de fotografías a través de los receptores de GPS, usando técnicas diferenciales con un receptor fijo a tierra, pueden ser utilizadas durante la triangulación aérea como dato adicional, adoptando el método de modelos independientes.

## 3.5 Íntervisibilidad de las estaciones geodésicas

- 3.5.1 La ínter visibilidad entre dos puntos debe ser SIEMPRE chequeada en el campo durante el reconocimiento. Sin embargo, muchas de las líneas propuestas se pueden verificar en el estudio inicial de oficina, al trazar perfiles a partir de una carta. Se permite dejar al menos 5mts., preferiblemente 10mts, de espacio en todos los rayos “grazing” teniendo particular cuidado donde las construcciones se muestran cerca del final de las líneas.
- 3.5.2 Para líneas largas, la curvatura de la tierra debe ser tomada en cuenta cuando se investiga la ínter visibilidad. La fórmula en el párrafo 3.5.3 debe ser aplicada.
- 3.5.3 En la Fig. 2. 14, dos vértices ‘A’ y ‘B’ de alturas ‘HA’ y ‘HB’ están a una distancia de separación ‘D’. la línea de vista ‘AB’ será tangencial a la esfera concéntrica a la tierra con una altura ‘y’ y una distancia ‘x’ desde ‘A’. El problema es determinar qué altura de la colina ‘h’, distancia ‘dA’ desde ‘A’, obstruirá la línea de vista.



**Fig. 2.14 “Intervisibilidad de la estación geodésica”**

La altura de un objeto con distancia ‘s’, que aparece en el horizonte a un observador con el ojo a nivel del mar, es:

$Ks^2$ , donde  $K = \frac{\frac{1}{2} - k}{r}$  y  $k =$  al coeficiente de refracción y  $r =$  al radio de la tierra.

Entonces,

$$H_A - y = Kx^2$$

$$H_B - y = K(D - x)^2$$

De Donde

$$x = \frac{D}{2} - \left( \frac{H_B - H_A}{2KD} \right) \quad y \quad y = H_A - Kx^2 \quad (2.37)$$

$$h = y + K(d_A - x)^2$$

$$\text{Por lo que, } h = \frac{d_A H_B}{D} + \frac{d_B H_A}{D} - K d_A d_B \quad (2.38)$$

Usando esta fórmula se pueden resolver todos los problemas de ínter visibilidad. Se debe tener cuidado al usar las unidades de medida correctas.

Cuando las alturas están en metros y las distancias en kilómetros,  $K = 0.0675$

**Demostración de la fórmula:**

$$h = y + K(d_A - x)^2 \quad (2.39)$$

$$= H_A - Kx^2 + Kd_A^2 - 2Kd_A x + Kx^2$$

$$\begin{aligned}
&= H_A + Kd_A^2 - 2Kd_A \frac{D}{2} + \frac{2Kd_A H_B}{2KD} - \frac{2Kd_A H_A}{2KD} \\
&= H_A + Kd_A^2 - (Kd_A d_A + Kd_A d_B) + \frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \\
&= \left( \frac{d_A H_A + d_B H_A}{D} \right) + \left( \frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \right) - Kd_A d_B \\
&= \frac{d_B H_A}{D} + \frac{d_A H_B}{D} - Kd_A d_B \tag{2.40}
\end{aligned}$$

## 4. MÉTODOS DE CONTROL VERTICAL

### 4.1 Nivelación geométrica

#### 4.1.1 Principios y especificaciones

Las nivelaciones son operaciones que permiten medir la diferencia de las alturas ortométricas (o elevaciones del Geoide) entre puntos o su diferencia en elevación.

El principio de la nivelación geométrica es: consideramos dos puntos (A y B) están a una corta distancia, no más de alrededor de 100 metros (Fig. 2. 15); se fijan en ellos dos estadias verticales y en el punto M, equidistante de A y de B, un instrumento que tenga su eje de colimación horizontal, o más bien (para alturas leves) paralelo, al plano tangente en  $M_0$  al Geoide. Se toman dos rondas de lecturas desde la estadia  $l_A$  y la  $l_B$ . La siguiente expresión puede ser inmediatamente concluida de la figura, con la premisa de que el Geoide coincida, para la consideración inicial simplificada, con la esfera local en  $M_0$ :

$$Q_A + l_A = Q_B + l_B \tag{2.41}$$

De lo que:

$$Q_B - Q_A = l_A - l_B \tag{2.42}$$

Donde:

$Q_A$  = altura ortométrica (o Elevación) en A

$Q_B$  = altura ortométrica (o Elevación) en B

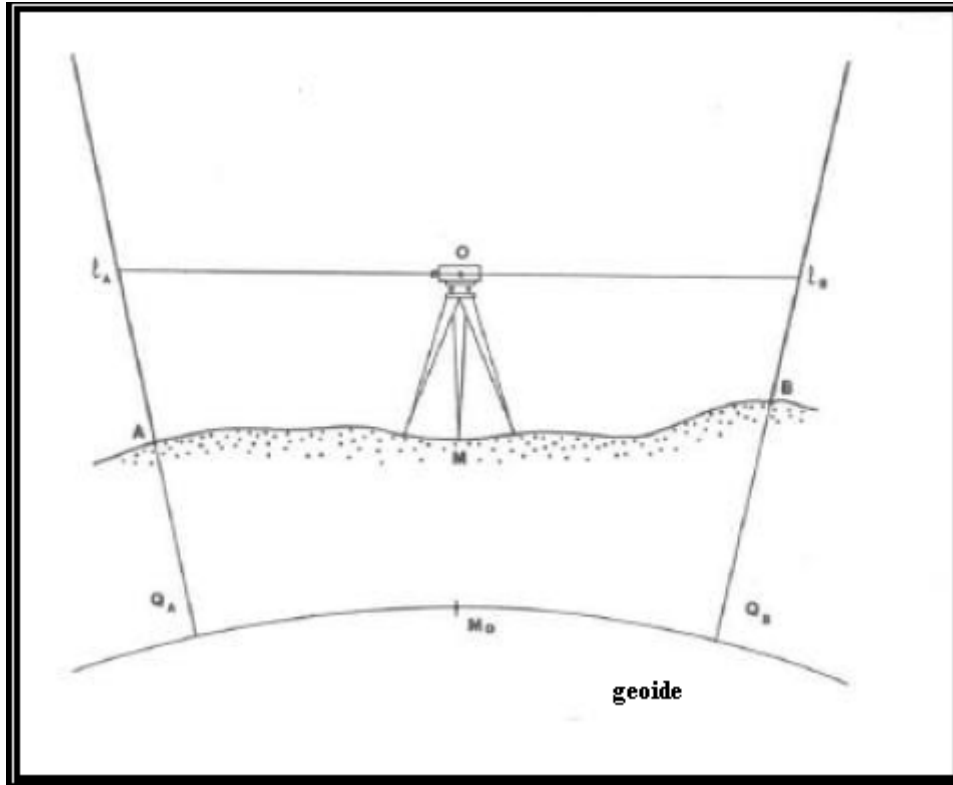


Fig. 2.15 “Nivelación geométrica”

Debido a que la longitud de la observación es tal que para hacer que la influencia de la curvatura terrestre sea despreciable, el instrumento que produce el eje de colimación puede colocarse en alguna posición intermedia entre A y B para reducir la influencia de la refracción atmosférica.

Cuando la meta es determinar una diferencia en los niveles entre puntos, a una distancia en la que es imposible hacer una conexión directamente entre ellos, es necesario tomar una nivelación compuesta. La distancia desde el extremo inicial (A) hasta el extremo final (B) de la línea de nivelación, se divide en un número de líneas no mayores de 100 metros con las estadías colocadas en los puntos de división.

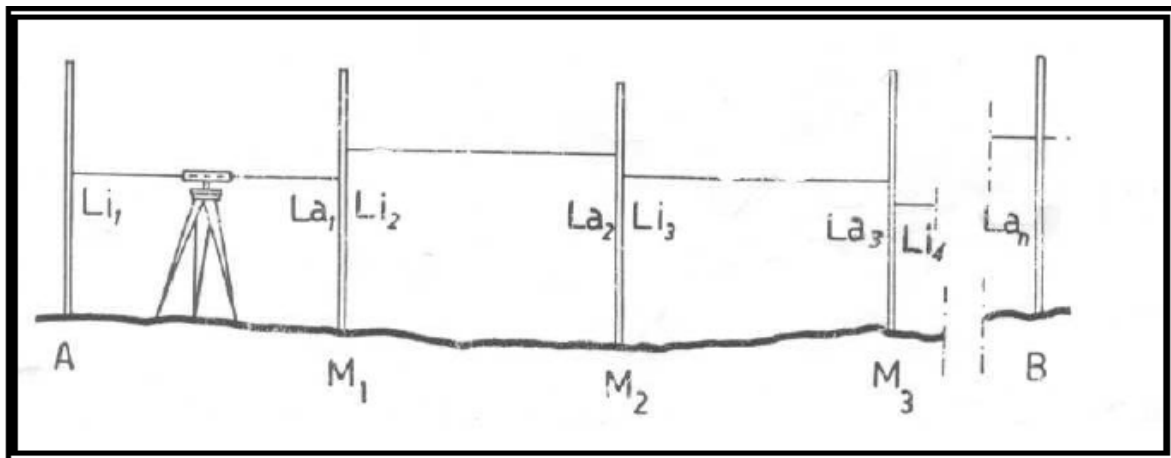


Fig. 2.16 “Desniveles a lo largo de varios puntos”

Partiendo de A, la diferencia entre  $M_1$  y A se determina de la manera ya citada. Entonces el instrumento se traslada entre  $M_1$  y  $M_2$ , y la diferencia de nivel ( $l_{i2} - l_{a2}$ ) se determina entre estos puntos (después de haber girado la estadía en  $M_1$  sobre ella misma y haberla trasladado desde A hasta  $M_2$ ); este proceso se repite hasta el punto final. La diferencia total de elevación será:

$$Q_B - Q_A = \sum_n (l_{in} - l_{an}) \quad (2.43)$$

#### 4.1.2 Medidas y control de calidad

Un control efectivo de las medidas consiste en hacer una nivelación en ambas direcciones, pero regresando por una ruta diferente de largo comparable. La variación entre los valores de desnivel entre los puntos iniciales y finales debe estar dentro de las tolerancias establecidas en relación con la exactitud deseada. El valor a ser utilizado es el promedio entre las dos medidas.

Durante la operación es bueno efectuar un control del centrado de la burbuja (burbuja o burbuja sensitiva) del instrumento de nivelación (nivel), antes de cada observación efectuada sobre la estadía.

Algunos instrumentos de nivelación están también equipados con un nivel esférico (o universal u “ojo de buey”) y los modernos están equipados con uno dispositivo de horizontalización automática.

#### 4.1.3 Fuentes de error

Apartando la posible inclinación de la línea de vista, los errores accidentales de cada observación pueden separarse en dos partes:

- a. Error de colimación (o de lectura de la estadía): proporcional a la raíz cuadrada de la distancia de colimación.
- b. Error de puntería (o de lectura de los niveles en los instrumentos automáticos es reemplazado por el estado de corrección del compensador): proporcional a la misma distancia.

El error promedio de la nivelación completa debe ser considerado, suponiendo que el error promedio de cada observación simple es constante e igual a  $\sigma$ . Ya que la diferencia total de nivel es igual a la suma de las diferencias parciales de elevaciones, posteriormente determinadas, el error promedio  $\sigma_t$  de la nivelación completa es:

$$\sigma_t^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \dots + \sigma_n^2 = n\sigma^2 \quad (2.44)$$

de lo que :

$$\sigma_t = \sigma\sqrt{n} \quad (2.45)$$

#### 4.1.4 Cálculo y compensación

Como en otras hiperdeterminaciones, las nivelaciones geométricas pueden ser empíricamente compensadas o a través de un método riguroso, aplicando la teoría de los mínimos cuadrados.

Una compensación elemental de la línea de nivelación consiste en asumir el promedio entre las medidas tomadas en ambas direcciones.

Una compensación empírica es aplicada en nivelaciones de precisión limitada, que se realizan sin la repetición de las medidas, pero con cierre en el punto conocido de salida (polígono cerrado) o con dos elevaciones conocidas; en este caso el error de cierre se distribuye empíricamente entre los desniveles.

Admitiendo que el error de cierre es proporcional a la distancia sobre la que la nivelación es hecha es simplemente un caso de dividir el error de cierre entre el total de la distancia nivelada para obtener un error por metro de nivelación. Luego cada punto intermedio es corregido por el error por Km. de la nivelación multiplicando por el largo del nivel observado a ese punto.

La compensación es más complicada cuando las líneas de nivelación conforman una red; en este caso es necesario utilizar una rigurosa compensación de la red, preferiblemente con el método de las observaciones indirectas. Las cantidades desconocidas del problema, resueltas con el método mencionado, son las correcciones que se otorgan a los valores aproximados de elevación de los puntos sencillos de la red, para obtener en consecuencia los valores más probables para la estructura.

Las ecuaciones de observación imponen la condición de que la diferencia entre la diferencia de elevación medida y en consecuencia aquella de la aproximación a la red, tiende a ser cero

Debido a la presencia de los errores residuales accidentales en las medidas de los desniveles, estas ecuaciones no serán satisfechas normalmente, para el segundo miembro éstas resaltarán los residuos de compensación. Las ecuaciones en esta forma se llaman ecuaciones generadas.

Siendo diferentes las distancias entre los puntos datum verticales, es necesario considerar los pesos que se asignan a las diversas medidas de elevación; los pesos se hacen iguales al inverso de la suma de las distancias.

Para reducir las observaciones de precisión diferente al mismo peso (importancia) es necesario multiplicar las ecuaciones por la raíz cuadrada del peso. Ahora tenemos un grupo de ecuaciones igual en número a las observaciones hechas. Para obtener los valores de las incógnitas más probables (en este caso de correcciones para los valores iniciales de las elevaciones) es necesario reducir las ecuaciones de observación a ecuaciones normales usando el principio de mínimos cuadrados.

La solución subsiguiente de las ecuaciones normales producirá los valores únicos y matemáticamente más probables para corregir las elevaciones provisionales.

El conocimiento del error promedio de la unidad de peso, es igual a:

$$m_0 = \pm \sqrt{\sum_i p_i v_i^2 / (n - i)} \quad (2.46)$$

Donde

- $p_i$ : pesos de las mediciones proporcionales a la inversa de la distancia;
- $v_i$ : errores residuales accidentales en las medidas de la diferencia de elevaciones;
- $n$ : número de ecuaciones generadas;
- $i$ : número de incógnitas;

Es suficiente considerar la confiabilidad del trabajo, en términos a que tanto se asume como peso unitario 1/1km. Si los términos conocidos con los residuos consecuentes de compensación están expresados en milímetros,  $m_0$  representa el error promedio en milímetros por kilómetro; de esta forma la tolerancia es normalmente expresada en la nivelación geométrica (recordando que la tolerancia o el error máximo admitido se considera igual a tres veces el promedio del error cuadrático).

## 4.2 Nivelación trigonométrica

### 4.2.1 Principios y especificaciones

La nivelación trigonométrica está basada en el uso del teodolito para las medidas de ángulos zenitales. Es empleada para cualquier distancia, es desde algunos metros hasta llegar a por encima de los 10 Km.; Es usualmente utilizada para la determinación de la elevaciones de posiciones en la triangulación, también es aplicada en otros casos, como cuando se conoce la distancia entre los puntos cuya diferencia de elevación se busca.

En cada caso para las distancias inferiores o alrededor de 400 metros, el uso de una superficie plana de referencia implica errores despreciables y los resultados en los cálculos simplificados con los errores promedio en el orden de los 5 cms.

La nivelación en este caso se llama “eclimétrica” y la diferencia de elevación entre los dos puntos A y B ( $\Delta_{AB}$ ) se determina por:

$$\Delta_{AB} = d \cdot \cot \varphi_A + h - l \quad (2.47)$$

donde:

- d: es la distancia horizontal entre A y B (en la superficie plana de referencia);
- $\varphi_A$ : es el ángulo zenital de B medida por el teodolito situado en A.;
- h: es la altura del teodolito relativa al suelo;
- l: es la altura del objetivo en B relacionada al suelo como se midió desde el teodolito .

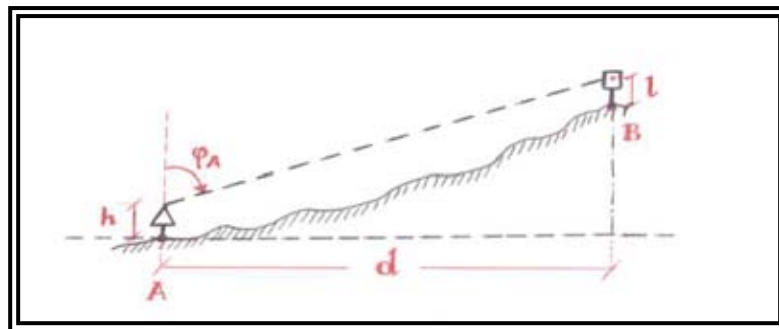


Fig. 2.17 “Nivelación trigonométrica”

La aproximación de la superficie plana de referencia no es aceptable para distancias superiores a 400 metros. Entonces se pueden considerar tres correcciones fundamentales, partiendo del cálculo de la nivelación “eclimétrica” :

- a. Esfericidad
- b. Refracción
- c. Altura



Tomado estos factores, el procedimiento para calcular la diferencia de elevación se llama nivelación trigonométrica. Ya que la distancia entre dos puntos, entre los que la diferencia de elevación está siendo determinada, nunca sobrepasa los 20 Km. y, normalmente es inferior, los cálculos pueden ser siempre ejecutados en la esfera local.

#### 4.2.2 Corrección por esfericidad

Esta corrección toma en cuenta la inclinación de la esfera local según el plano adoptado para la nivelación “eclimétrica”, suponiendo que la divergencia insignificante entre las normales (al plano y a la esfera en el punto en el cual se fija la estadía) a lo largo de la cual se obtiene la diferencia de la elevación.

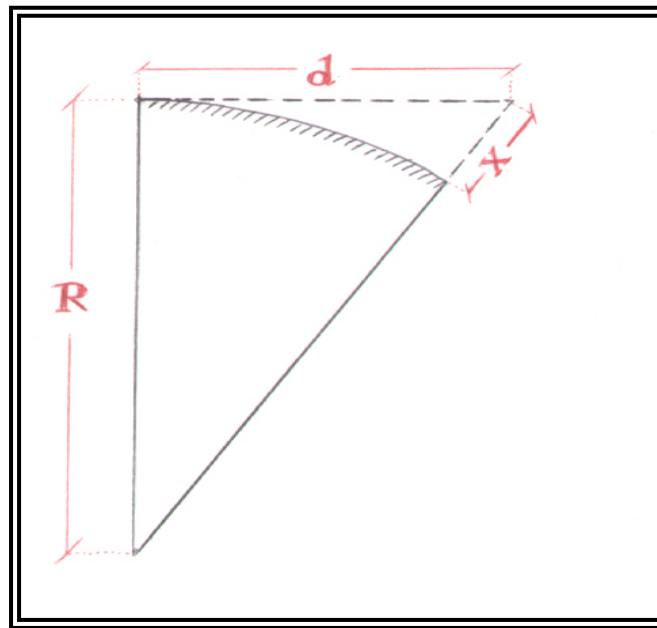


Fig. 2.18 “Corrección de esfericidad”

Donde

- X: es la corrección de esfericidad.
- d: es la distancia plana entre los dos puntos considerados.
- R: es el radio de la esfera local adoptada.

Aplicando el teorema de Pitágoras al triángulo en la figura 2.18:

$$d^2 + R^2 = (R + X)^2 \quad (2.48)$$

Desarrollando y dividiendo ambos lados por  $2R$ , y considerando como despreciable la relación  $X^2/2R$ , la corrección de esfericidad se da por:

$$X = d^2/2R \quad (2.49)$$

### 4.2.3 Corrección por refracción

Esta corrección debe ser introducida para tomar en consideración la curvatura que experimenta el rayo de luz cuando pasa por las capas de la atmósfera de diferente densidad. Dicha curvatura resulta ser siempre cóncava hacia abajo.

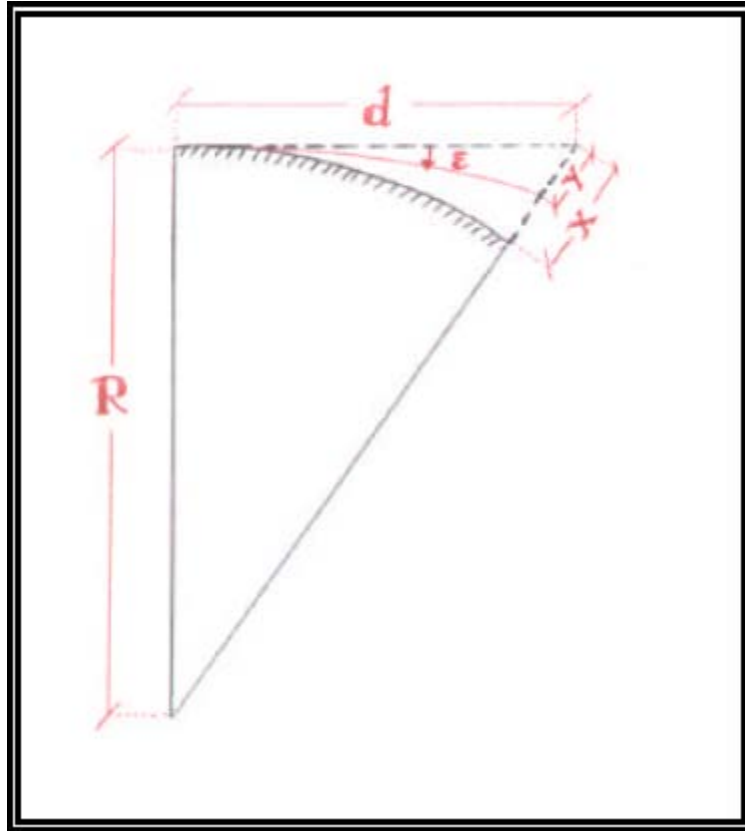


Fig. 2.19 “Corrección de refracción”

donde:

X: es la corrección de esfericidad.

Y: es la corrección de refracción.

R: es el radio de la esfera local considerada

$\varepsilon$  = ángulo dependiente del coeficiente de refracción K ( $\approx 0,14$ ) [  $\varepsilon = K d / 2R$  ]

Suponiendo que Y y  $\varepsilon$  son pequeñas es posible escribir:

$$Y = d \varepsilon \quad (2.50)$$

Y entonces, reemplazando la expresión de  $\varepsilon$  en el (2.14), ver 3.2.2.3 del capítulo 2, podemos decir que:

$$Y = K d^2 / 2R \quad (2.51)$$

En este punto la combinación de las correcciones por esfericidad y refracción, identificadas en la cantidad (X – Y), hace posible escribir :

$$(X - Y) = (1 - K)d^2/2R \quad (2.52)$$

#### 4.2.4 Corrección de altura

La corrección de altura se deriva del hecho que la distancia medida no coincide obviamente con la distancia horizontal, esto representa la cantidad a utilizarse en el (2.47). Ver 4.21 del Capítulo 2.

La relación entre la distancia oblicua (medida) “ $d_{obl}$ ” y la distancia horizontal “ $d_{hor}$ ” se define por:

$$d_{hor} = d_{obl} \cdot (1 + Q_m/R) \quad (2.53)$$

Donde:  $Q_m$  representa el promedio aritmético entre la altura de los dos puntos.

En resumen, la fórmula a ser adoptada para la nivelación trigonométrica desde cualquier extremo, tomando en cuenta las tres correcciones descritas es:

$$\Delta_{AB} = d_{obl} \cdot (1 + Q_m/R) \cdot \cot\varphi_A + (1 - K) \cdot d^2/2R + h - l \quad (2.54)$$

Adoptando esta estrategia, el punto débil resulta la suposición del valor del coeficiente de refracción  $K$ , particularmente para las distancias mayores a 10 Km..

Para eliminar esto, se puede emplear la técnica de nivelación trigonométrica simultánea y recíproca, donde 2 equipos simultáneamente miden los dos ángulos zenitales y la dos distancias oblicuas desde los puntos seleccionados. Se producen dos ecuaciones con dos incógnitas:  $\Delta_{AB}$  y  $K$ . De esta forma ya no es necesario suponer el valor de  $K$ .

#### 4.2.5 Fuentes de error

Como es posible considerar los errores en la medida de “ $h$ ” y “ $l$ ” como insignificantes, así como el error de la altura promedio sobre la distancia (siempre menores a los errores de la nivelación trigonométrica hechas en distancias largas), para un análisis de la precisión de ésta puede considerarse la simple fórmula:

$$\Delta_{AB} = d_{or} \cdot \cot\varphi_A + (1 - K) \cdot d^2/2R \quad (2.55)$$

Por la teoría de los errores, el “ $m_H$ ” error promedio (en este caso una función no lineal) de la diferencia de elevación “ $\Delta_{AB}$ ” será:

$$m_H = \pm \sqrt{\left[ \left( \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} \right)^2 \cdot m_d^2 + \left( \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} \right)^2 \cdot m_{\varphi_A}^2 + \left( \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial K} \right)^2 \cdot m_K^2 \right]} \quad (2.56)$$

donde  $m_d$ ,  $m_{\varphi_A}$  y  $m_K$  son respectivamente los errores promedio de distancia, del ángulo zenital y del coeficiente de refracción. Con la diferenciación ligada a  $d$ ,  $\varphi_A$  y  $K$ , se obtiene que:

$$\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} = \cot \varphi_A + (1 - K) \cdot \frac{d}{R} \quad (\text{con el segundo término despreciable})$$

$$\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} = - \frac{d}{\text{sen}^2 \varphi_A} \quad (2.57)$$

$$\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial K} = - \frac{d^2}{2 \cdot R}$$

Analizando los tres términos de la raíz en (2.56), se puede decir que:

- En el primer término, asumiendo como error promedio de la distancia el valor de 1/50000 (2 cms por Km.), el error en la diferencia de elevación dependerá del ángulo de inclinación “ $\alpha$ ” ( $\alpha = 90^\circ - \varphi_A$ ). Con  $\alpha = 0^\circ$ , el error se elimina por sí mismo. Sin embargo es siempre pequeño (Ej. para  $\alpha = \pm 10^\circ$  y  $d = 5$  km, el error resulta ser 1,6 cms).
- En el segundo término, asignando a  $\alpha$  un valor promedio de  $10^\circ$ , el error dependerá del error promedio del ángulo zenital “ $\varphi_A$ ” y de la distancia “ $d$ ” (Ej. m.  $\alpha = \pm 10^\circ$  y  $d = 5$  Km., el error resulta es 12,1 cms).
- En el tercer término el error es una función del error del centro de  $K$ , y en este caso, del cuadrado de la distancia (Ej., para  $mK = \pm 0,015$  y  $d = 5$  Km., el error resultante es 2,9 cms).

Desde tal análisis resulta evidente que la mayor influencia proviene de los errores en la medida de los ángulos zenitales. Entonces, las operaciones de medida deben ser siempre efectuadas en posiciones recíprocas del instrumento con el propósito de compensar los errores del zenit instrumental. Como una regla es preferible tomar las medidas cuando el coeficiente de refracción “ $K$ ” está más estable, esto es cerca del mediodía, aunque a estas horas, por efecto del calor del sol, las imágenes aparecen menos estables; este problema se atenúa tomando un promedio de más mediciones.

Sin embargo, para las distancias mayores a algunos kilómetros, los errores promedio en las diferencias de elevación pueden ser considerados proporcionales a las distancias mismas.

#### 4.2.6 Cálculos y compensación

En base a la teoría de los errores, los pesos de las medidas a introducir en el cálculo de compensación se asumen proporcionales a la inversa de los cuadrados de los errores promedio de las mismas medidas. En el caso de ser proporcional a las distancias, los pesos que se atribuyen a las diversas diferencias de elevaciones compensativas son inversamente asumidos como proporcionales a los cuadrados de las distancias. Esto es válido al considerar las nivelaciones trigonométricas en distancias medias y largas, usualmente aplicadas para apreciar las redes de expansión trigonométricas. La nivelación trigonométrica en distancias cortas asume mediciones detalladas y aprovecha el principio de nivelación taqueométrica (o taquimétrica).

Los procedimientos de compensación son similares a los de la nivelación geométrica, con la única diferencia en lo que concierne a los pesos. Se tiene que recordar que, debido a que la confiabilidad de la nivelación trigonométrica para distancias kilométricas es notablemente inferior a la de nivelación geométrica, es aceptable realizar la compensación empírica.

### 4.3 Altimetría con GPS (Método de apoyo vertical mediante GNSS)

El GPS (que explota la posición relativa) genera los componentes de línea-base entre las posiciones de medición, desde las que las coordenadas geocéntricas XYZ se obtienen en el sistema de referencia WGS84. Las coordenadas elipsoidales  $\phi$ ,  $\lambda$  y  $h$  se obtienen con la fórmula de transformación.

Sine embargo, en cartografía las alturas ortométricas  $H$  se relacionan a la superficie del Geoide y no al elipsoide. Por lo tanto es importante conocer la ondulación del Geoide o la diferencia entre  $H$  y  $h$  en puntos conocidos. Sólo en áreas pequeñas (< 10 Km.) y para propósitos cartográficos, se puede aproximar el Geoide al plano horizontal.

Para áreas más grandes es necesario usar los modelos globales del geoid; los diferentes modelos globales (Ej. OSU91A, EGM96) están disponibles en el software de procesamiento de datos GPS en los receptores. Sin embargo, estos tienen parcialmente los efectos de la distribución de las masas locales. Cada estimado local nacional del Geoide se realiza con las medidas gravimétricas. Las interpolaciones de estos modelos producen valores de ondulación  $N$ , necesarios para la determinación de la altura ortométrica.

Estos Geoides locales son gravimétricos e independientes de los valores de ondulación del geoid obtenidos de la combinación del GPS y las observaciones de nivelación geométrica; se estiman en una referencia geocéntrica que no coincide con el WGS84 pero que introduce pequeños diferenciales al origen de los ejes geocéntricos y a la orientación de los ejes del sistema de referencia.

En consecuencia es necesario llevar a cabo una transformación denominada “determinación o modelación del Geoide” entre los dos sistemas de referencia.

Para calcular esta transformación, se parte de los valores de altura ortométrica  $H$  obtenidas en las operaciones de nivelación geométrica sobre algunos puntos con posición GPS, la ondulación experimental  $N_{WGS84}$  se obtiene comparando la altura mencionada con la altura sobre el elipsoide  $h$  que surge de la compensación de la red mediante GPS.

El efecto de ubicación  $\delta N$  es:

$$\delta N = N_{WGS84} - N_{localgeoid} \quad (2.58)$$

Con  $N_{WGS84} = h - H$

La transformación datum en el más estricto sentido es la rotación y la translación espacial con la escala de variación, pero en pequeñas áreas la parte altimétrica se puede separar, estimando los parámetros de la ecuación de un plano comenzando desde los valores  $\delta N$  por al menos tres puntos de los que la altura se conoce en ambos sistemas de referencia, con la siguiente expresión:

$$a_1 X_i + a_2 Y_i + a_3 = \delta N_i \quad (2.59)$$

Siendo  $X_i$  y  $Y_i$  las coordenadas cartográficas de los puntos para los que las alturas se determinaron de las dos formas ( $H$  y  $h$ ) y  $a_1$   $a_2$   $a_3$  son los coeficientes de la ecuación del plano a ser estimado. Este plano describe la diferencia en el Datum entre  $N_{WGS84}$  y  $N_{localgeoid}$ . Los tres parámetros desconocidos se pueden estimar con los mínimos cuadrados si el número de los puntos con doble altura es mayor a tres

## 5. INSTRUMENTOS UTILIZADOS PARA ESTABLECER EL APOYO (CONTROL) HORIZONTAL Y DEL VERTICAL

### 5.1 Receptor GNSS (GPS)

Los receptores GPS se pueden clasificar de acuerdo a las medidas que pueden realizar y a la exactitud de las posiciones finales, como se verá más adelante en el apartado 6.2:

- a. Medidas de receptores de código: sólo pueden adoptar el componente de la señal C/A transmitido. Normalmente se denominan “hand-held” (manuales) debido al pequeño tamaño de los receptores; algunos pueden recibir una corrección diferencial (en línea con el protocolo estándar RTCM= 104) para mejorar la precisión del posicionamiento. Su uso es exclusivo para la navegación.
- b. Receptores de simple frecuencia: Adicionales al del código C/A, también pueden adoptar la fase L1. Realizan el posicionamiento con las medidas de código o de fase en L1 en modo absoluto, relativo o diferencial.
- c. Receptores de doble frecuencia de código P: estos son los más eficaces disponibles en el mercado y pueden adoptar todas las partes de la señal (L1, L2, C/A, P). Realizan el posicionamiento con medidas de código o de fase en L1 y L2 (absoluta, relativa o diferencial). Por lo que pueden ser empleados en todas las variedades de posicionamiento estático y kinemático. Son especialmente apropiados para la técnica de inicialización dinámica (al vuelo) “On The Fly” (OTF).
- d. Receptores de doble frecuencia de código Y: igual que los de la categoría de código P, pero también pueden adoptar el código P usando el Anti-Spoofing (A/S).

### 5.2 Instrumentos electrónicos

La medida de las distancias usando los sistemas de medición de distancia de ondas electromagnéticas ha sufrido grandes mejoras en los últimos cinco años; cada vez más los productores de instrumentos topográficos están incluyendo equipos de medición de distancia de ondas electromagnéticas en sus teoditos. Estos sistemas, llamados internacionalmente EDM (Equipo de medición de Distancia Electrónica) o DME (Equipo de Medición de Distancia)<sup>24</sup>, operan de dos diferentes maneras:

- a. medida de fase
- b. medida de impulsos

#### 5.2.1 Medición Electrónica de Distancias mediante fase

Estos instrumentos se basan en la teoría de la propagación de las ondas electromagnéticas. Se propagan usando la teoría del seno, con la velocidad igual a la de la luz en el aire ( $c_{\text{air}}$ ), que es un poquito menor a la de nula, siendo igual a la relación entre la velocidad en el ( $c_0$ ) y el índice de refracción ( $v_{\text{air}}$ ) del aire que depende de la temperatura, presión y humedad:  $\{c_{\text{air}}=c_0/v_{\text{air}}(t,p,h)\}$

Estos equipos de medición electrónica de distancia están hechos de tres partes distintas: el transmisor, el reflector y el receptor; el primero y el último están juntos en la instalación del equipo en la estación ocupada, el reflector está separado y se coloca en el punto de la distancia que va a ser determinada.

El transmisor produce una señal en una frecuencia previamente establecida; el reflector amplifica y refleja la señal, que se recibe en un discriminador de fase capaz de determinar la diferencia de fase entre las señales transmitidas y las recibidas con una orden de precisión de una centésima de radian.

<sup>24</sup> (IHO S-32 – fifth edition 1994, 1406 and 1576)

Debido a que la señal ha cubierto la distancia entre los dos puntos dos veces, de ida y regreso, esta doble distancia puede ser calculada si fuera posible determinar el número de ciclos íntegros que han pasado entre la transmisión y la recepción de la señal. Siendo incapaz de determinar este número de ciclos íntegros, que se llama ambigüedad, la medición de distancia electromagnética de fase usa tres técnicas diferentes para redondear este problema:

- a. la modulación por diez;
- b. el método de las tres frecuencias;
- c. la modulación de la frecuencia de la señal.

### 5.2.1.1 La modulación por diez

Con esta técnica dos o más señales se envían en secuencia con diferentes frecuencias, variando múltiplos de 10 (por eso el nombre), para medir la distancia para la diferencia de fase.

La primera señal tiene una onda más larga que el doble del alcance del equipo. De esta forma la distancia puede ser determinada sin ambigüedad con la siguiente ecuación:

$$d = \left( \frac{\lambda}{2} \right) \cdot \left( \frac{\Delta\varphi}{2\pi} \right) \quad (2.60)$$

Donde **d** representa la mitad de la distancia doble.

Sin embargo, con este método, la distancia es determinada con baja precisión, si la distancia del EDM desde el objetivo fuera de 1 Km., la señal tendría un tamaño de al menos 2 Km., entonces, la distancia sería medida con una precisión igual a 1, 59 m, aplicando (2, 60) con la precisión del discriminador de fase de 1/100 del radian. Este error es obviamente inaceptable en la medición de distancias sobre un rango de 1 km. Para solventar este problema, después de la transmisión de la primera señal y del cálculo de un primer valor de aproximación para la distancia, una segunda señal es transmitida, con una onda igual a 1/100 de la señal anterior. En este caso, la determinación de la distancia requiere de la definición de la ambigüedad de la fase, esto es posible teniendo lista la distancia aproximada entre los dos puntos con la suficiente precisión para calcularla. De esta forma, el valor de la distancia aumenta 100 veces y la precisión logra, en el caso anterior, un valor de 1,6 cms, que se consideraría aceptable. Es posible transmitir otra señal de una onda igual a 1/100 de la segunda, mejorando la precisión en unos pocos milímetros.

### 5.2.1.2 Método de las tres frecuencias

Resume una variación del método anterior, al utilizar dos frecuencias iguales y cercanas con ondas de tamaño del orden de la distancia de alcance del equipo, que permite la determinación de una primera aproximación de la distancia. Una tercera frecuencia con una onda de tamaño mucho más pequeña que las dos primeras, permite la exacta determinación de la distancia.

### 5.2.1.3 Variación de frecuencia

Con esta técnica la frecuencia de la señal transmitida, comenzando por el valor establecido, es aumentada (o disminuida) hasta que se logre una diferencia de fase nula entre la señal transmitida y la recibida. La determinación de la distancia puede ser calculada con una ecuación en la que el número de ciclos permanece desconocido, sin embargo, al continuar aumentando la frecuencia (y por ende disminuyendo el tamaño de la onda); una diferencia de fase cero será producida nuevamente entre las señales recibidas y transmitidas, cuando el número de ciclos íntegros sea disminuido por un número natural. En este punto, se puede resolver la fase de ambigüedad luego de la combinación de las dos ecuaciones (correspondiendo a los dos valores del tamaño de la onda).

En las dos primeras técnicas (método de modulación por diez y método de las tres frecuencias), la determinación de la diferencia de fase es necesaria. Esto se puede lograr a través de una fase discriminadora compuesta de un transformador de ondas seno, de manera que las ondas cuadradas (transformador análogo-digital) sean transmitidas y recibidas, y utilizando un contador del tiempo cuando las ondas cuadradas sean positivas y negativas. Este tiempo se convierte en un valor de distancia. Claramente, para aumentar la precisión de la medida, este cálculo se repite miles de veces pero toma unos pocos segundos completar la medición.

Recientemente algunos DME de fase han sido producidos sin el discriminador. Usan una correlación matemática entre las señales transmitidas y recibidas para determinar la fase de diferencia, permitiendo el logro de grandes precisiones en las mediciones de distancia. De acuerdo a la frecuencia producida, la fase DME se puede clasificar como:

- a. MDM (Medición de Distancia de Micro-ondas)
- b. EODM (Medición de Distancia Electro-óptica) o geodímetros.

El primer grupo usa frecuencias en el orden de los 30MHz (ondas de tamaño centimétrico), se emplean para determinar largas distancias; en estos instrumentos el reflector está activo, esto quiere decir que es capaz de amplificar la señal recibida y de reflejarla con gran poder.

El requisito para alterar la frecuencia de la señal transmitida requiere de cierta consideración y de permiso para la propagación de las ondas electromagnéticas a través de la atmósfera. De hecho solo algunos rangos de frecuencia son capaces de pasar a través de la atmósfera sin grandes pérdidas de poder. Los rayos infrarrojos (ondas de tamaño micrométrico), que requieren de un consumo limitado del poder de la energía suplida, no son mayormente influenciados por la luz solar, son usados para la determinación de las distancias de 2-3 kilómetros; las ondas centimétricas, llamadas micro ondas Hertzianas, que tienen tamaños de pocos centímetros, también son usadas para la determinación de distancias altamente elevadas, también en presencia de nubosidad o de precipitaciones, esto requiere una gran distribución de poder. Si la señal tiene ondas de un rango visible, ondas incluidas entre 0,3 y 1 micro-metro, las ondas son creadas con sistemas ópticos específicos y reflejados con simples espejos o prismas. Por razones prácticas, existe, por lo tanto, la demanda de emitir ondas muy cortas desde pocos centímetros en el MDMs hasta pocas décimas de micrón en los geodímetros. Esta demanda, sin embargo, no se concilia con la necesidad de emitir ondas con los alcances en el orden de metros para determinar el valor exacto de la distancia u ondas de algunos kilómetros para determinar el primer valor aproximado.

Estas dos demandas son satisfechas al acudir a la modulación de la frecuencia en la MDMs o a la modulación de amplitud en los geodímetros.

En los geodímetros, la longitud de la onda portadora es constante y asume los valores del orden de unos cuantos micrones (satisfaciendo la primera demanda), mientras el alcance de las ondas moduladas aumenta los valores variantes desde unos pocos metros a algunos kilómetros (satisfaciendo la segunda demanda).

### **5.2.2 Medición Electrónica de Distancias mediante pulsos**

El principio operativo de EDM, recientemente introducido en los levantamientos topográficos, se basa en la medición del tiempo tomado por el pulso en ir y volver desde el distanciómetro al reflector.

El mismo principio es usado, por ejemplo, por un sistema particular para la medición de altimetría satelital, denominada SLR (Satellite Laser Ranging), en el que un impulso Láser se refleja hacia atrás por un satélite reflector artificial. La evolución de los sistemas electrónicos ha permitido el empleo de estos métodos en el EDM topográfico, obteniendo comportamientos superiores a aquellos en la fase EDM.



Un diodo emisor de haz luminoso láser es estimulado por un intervalo de corto tiempo. La medida exacta del tiempo “t” entre la transmisión del pulso y su siguiente recepción debería ser suficiente para determinar la distancia:

$$d = \frac{v \cdot t}{2} \quad (2.61)$$

Sin embargo la medición del tiempo es hecha con ciertos errores. Un intervalo de tiempo de  $10^{-8}$  segundos (típico para un reloj de cuarzo) es suficiente para el impulso de brillo para cubrir 3 metros; esto no es aceptable para un EDM. Es por lo tanto necesario para un reajuste en la medición del tiempo, obtenido al determinar la fracción del período de oscilación del reloj entre la salida del impulso y su recibo:

$$t = n \cdot T + t_A - t_B \quad (2.62)$$

Donde  $T$  es el período del reloj,  $n$  es el número de períodos y por ende  $nT$  es la medición del tiempo directamente producido por el reloj;  $t_A$  es el tiempo entre la transmisión de la señal y el inicio de la oscilación del reloj y  $t_B$  es el tiempo utilizado entre la recepción de la señal hasta terminación de la oscilación final del reloj. Para determinar estas dos fracciones de tiempo, el voltaje con el que el láser diodo es estimulado gradualmente de una forma lineal, entonces al determinar el voltaje  $V_T$  que podría ser usado para una completa oscilación del reloj, las dos fracciones  $t_A$  y  $t_B$  pueden ser calculadas con una simple proporción:

$$t_A : V_A = t_B : V_B = T : V_T \quad (2.63)$$

Donde  $V_A$  y  $V_B$  son los voltajes respectivamente suministrados a las cabezas del diodo en el tiempo  $t_A$  y  $t_B$ .

En teoría sería suficiente un solo impulso para determinar la distancia; en la práctica miles de impulsos son transmitidos para incrementar la precisión. Algunos sistemas EDM transmiten hasta 2000 impulsos por segundo, empleando 0,8 seg. (1.600 impulsos) para lograr un error estándar 5 mm + 1mm/Km. y 3 seg (6000 impulsos) para obtener un error estándar de 3 mm+ 1mm/km.

Las muchas ventajas de este método en comparación con las de la medición de fase son evidentes:

- a. Se requiere menos tiempo para tomar las mediciones; después de unos pocos impulsos (pocos milisegundos) se obtiene una precisión centimétrica en la medición de la distancia, mientras el EDM de fase generalmente requiere de unos segundos completos. La habilidad de tomar mediciones muy rápidamente es útil cuando se determina la distancia de un punto en movimiento (y por lo tanto en los levantamientos batimétricos);
- b. La señal puede ser también regresada con energía debil, porque un pequeño voltaje es suficiente para detener el reloj y completar el pertinente cálculo del tiempo. Esto permite notables aumentos en el alcance del distanciómetro para las intensidades equivalentes de la señal transmitida. En términos de suministro de energía, la transmisión de impulsos es más económica que la transmisión continua del portador de la señal (mayor vida de la batería);

- c. Es posible obtener EDM que no necesite reflectores para producir una señal de retorno. Estos equipos tienen rangos fuertemente influenciados por la cualidad y el color de la superficie reflejada, estos no operan sobre distancias mayores a 200-300 metros y pueden lograr precisiones de 5-10 mms. Son muy útiles para la medición de distancias en puntos inaccesibles.
- d. La calidad de la medición no es fuertemente influenciada por los factores ambientales (temperatura, presión o humedad) como en las mediciones con microondas (MDM) por fases.

Además de estas ventajas, generalmente están los altos costos del EDM de impulsos que necesitan ser considerados; probablemente sólo se justifican en el caso donde es necesario medir frecuentemente las distancias de más de 1 Km.

### 5.2.3 Precisión y distancia de EDM

Generalmente, los EODMs, o geodímetros, usan ondas infrarrojas, raramente las ondas incluidas en el espectro visible (con ondas de un alcance en el orden de 1-5 micrometros), u ondas láser; en este equipo el reflector es pasivo, está hecho de uno o más de prismas rectangulares que reflejan la señal paralela a la del rayo incidental. Aumentando el número de prismas del reflector se aumenta el rango correspondiente del geodímetro, que puede llegar a 4 ó 5 kilómetros.

La precisión de las ondas EDM depende de numerosos factores, en la actualidad ha llegado a niveles comparables a los obtenidos con los cables de INVAR.

Un elemento importante de EDM está resumido en el oscilador, de cuya estabilidad depende la precisión del equipo. De hecho, la frecuencia del oscilador es una función de temperatura; la ley de variación de frecuencia a medida que la temperatura varía debe ser memorizada en el EDM, para ser capaz de aplicar las apropiadas correcciones, que pueden llegar a 3-5 ppms para 20°C de variación de temperatura.

Es necesario considerar la refracción atmosférica que influencia directamente el alcance de la onda de las señales transmitidas. El efecto de la refracción depende de los valores de la temperatura y de la presión atmosférica que debe ser insertada en el sistema, que después calcula, con una fórmula empírica, las correcciones a ser aplicadas en ppm para la distancia medida. En otros casos los constructores proveen algunas tablas, a través de las cuales la corrección a aplicar a la distancia puede ser directamente determinada, conociendo los valores de la temperatura y la presión. Es útil recordar que, en la primera aproximación, una corrección de 1 ppm puede derivarse de la variación de 1°C de temperatura, de 3.5 hectopascales de presión atmosférica o de 25 hectopascales de presión parcial de la humedad del aire.

La antigüedad del equipo causa una variación de la frecuencia nominal considerada del oscilador, que puede llegar a valores de algunos ppms después de 2-3 años de vida. Es necesario, por lo tanto, recalibrar el sistema periódicamente.

Finalmente, para determinar la distancia es necesario considerar la constante del instrumento, llamado la constante prisma, porque, generalmente el centro de la superficie del prisma reflejada no coincide con el centro del reflector. Dicha constante es creada por los reflectores y necesita ser memorizada en el EDM para cada combinación de prismas usados.

Al afectar el rango del EDM, además de ser una característica de este tipo de sistema, también depende de las condiciones atmosféricas y del número de prismas que se usen. Como se dijo anteriormente, con el mismo suministro de energía, el EDMs al usar impulsos tiene mayores rangos que aquellos medidos por fase, pueden lograr, bajo condiciones atmosféricas óptimas, distancias de 15 kilómetros.

Se deben tomar en cuenta las condiciones atmosféricas que son consideradas:

- a. desfavorable: mucha niebla o sol intenso con una refracción fuerte;
- b. promedio: poca niebla o el sol oculto
- c. buenas: no hay niebla y el cielo nuboso

es evidente que, la precisión nominal declarada por los constructores del EDM se logra sólo si todos los factores que pueden afectar las mediciones son considerados. En la fase general el EDM permite el logro, sin ninguna perspicacia particular, de precisiones en el orden de  $\sigma = 5\text{mm} + 5\text{ppm}$ .

#### 5.2.4 Estaciones Totales

La instalación de un EDM y un teodolito electrónico puede ser extremadamente productiva, porque es positivo integrar los datos que vienen del distanciómetro con la medición angular obtenidos con el teodolito. Entonces, es posible calcular inmediatamente otras cantidades, indirectamente obtenidas, como las distancias horizontales o las coordenadas rectangulares, etc.

El teodolito – EDM instalado se llama Estación Total, o estación integrada, ya que permite obtener singularmente todas las mediciones del levantamiento topográfico como los ángulos, distancias, coordenadas, etc.

Los datos pueden ser registrados en un “libro de campo”, pero debido a su naturaleza digital, los datos pueden ser guardados en medios magnéticos o en la memoria de estado sólido. Entonces se evitan los errores posibles de transcripción y las operaciones de medición se aceleran.

El principio de inspiración de estos sistemas es el de automatizar las operaciones repetitivas de levantamiento topográfico como las lecturas angulares y de distancia, el registro de datos, el ingreso de detalles de estaciones, etc.

### 5.3 Instrumentos ópticos

#### 5.3.1 El sextante marino (Círculo de reflexión)

El círculo de reflexión es una herramienta específicamente construida para medir los ángulos horizontales entre dos objetos. La precisión del sextante marino en la medición de ángulos varía de  $20''$  a  $1'$ .

Es un sistema de reflexión y la medición de los ángulos se basa, como para el sextante, en la teoría de las ópticas de la doble reflexión de un rayo brillante, con la diferencia que, en el círculo, los prismas se emplean en vez de los espejos.

Loss dos prismas se colocan uno de lado, el otro más alto y en el centro de una caja circular que tenga una asa. El prisma en el centro se mueve y tiene dos aletas que limitan los rayos brillantes recogidos por el prisma por los que son reflejados por la hipotenusa del prisma. El otro prisma está fijo y colocado a una altura del plano de la caja para que cubra sólo la mitad del interior del campo del telescopio.

El telescopio está fijo de forma tal que las imágenes directas de los objetos aparecen en la parte más alta de su campo y en la mitad más baja para aquellas reflejadas por el prisma pequeño. Dentro de la caja está un círculo graduado, fijado al prisma grande, para que rote con respecto a un índice marcado en la caja.

Para permitir que el equipo trabaje correctamente, es necesario que las dos condiciones de operación fundamental de doble reflexión goniómetros se respete, esto es, en el caso de los prismas, están exactamente perpendiculares al plano de la caja del instrumento y, cuando las dos hipotenusas están paralelas, el índice marca  $0^\circ$  en el nonio de graduación.

El prisma grande no debe moverse, excepto para rotarlo alrededor de su pivote; esto está considerado por la construcción perpendicular de la caja. La perpendicularidad del prisma pequeño con la caja se puede ajustar con un tornillo. Fije el nonio a  $0^\circ$ , si un objeto distante es observado a través del telescopio y las dos partes de la imagen se ven perfectamente alineadas verticalmente, la directa arriba y la reflejada abajo, indica que la herramienta está rectificadas perfectamente.

El paralelismo entre las hipotenusas de los prismas puede ser corregido con un tornillo especial que hace que el prisma pequeño rote alrededor del eje normal del plano de la caja.

### 5.3.2 Teodolitos

El teodolito es un instrumento que mide los ángulos del acimut, por medio de un círculo horizontal graduado, y los ángulos cenitales a través de un círculo vertical graduado. La precisión de los teodolitos en la medición de ángulos varía de  $0.1''$  a  $10''$ ; los taqueómetros (o taquímetros) se diferencian de los teodolitos debido a la precisión tan baja que se puede obtener, de  $10''$  a  $10'$ , en medidas angulares.

En un teodolito se pueden identificar tres ejes:

- a. El eje primario, alrededor del que rota la alidada ;
- b. El eje secundario, alrededor del que rota el telescopio;
- c. El eje de colimación del telescopio.

Las partes principales del teodolito son:

- a. La base (o placa triangular de nivelación), equipada con un pedestal y tres tornillos de ajuste (tornillos de nivelación) en la placa base que es la parte más baja del teodolito conectada a la cabeza del tripode (o ), de manera que se pueda, con ciertos límites, centrar el instrumento sobre la marca de referencia. El nivel más bajo o nivel circular (también llamado nivel universal o nivel de ojo de buey) y el visor óptico se anclan a él.
- b. La alidada es generalmente un marco de forma -U, que se puede rotar alrededor del eje vertical pasando por el centro del instrumento (eje primario) y contiene el índice de lectura del círculo horizontal grabado. Un nivel más alto (llamado de burbuja o de burbuja sensible) se ancla a él para hacer que el eje primario sea vertical y para fijar el origen de los ángulos zenit al zenit, exceptuando los errores residuales.
- c. El círculo horizontal graduado, situado encima del pedestal y bajo la alidada.
- d. El telescopio, adjunto a la alidada para que su eje de colimación sea perpendicular a su eje de rotación. El telescopio tiene una magnificación de 28 a 45 veces, esto hace que se incremente la precisión de las mediciones.
- e. El círculo vertical, conectado rígidamente al telescopio, para leer los ángulos cenitales.

El teodolito puede ser de dos tipos, dependiendo del sistema de aseguramiento utilizado en el círculo horizontal; repetidor y reiterativo.

- a. los teodolitos repetidores (Fig. 2. 20) son aquellos que permiten fijar el círculo horizontal al pedestal y a la alidada a través de dos tornillos separados. Cuando ambos tornillos de seguridad estén operativos se fija el círculo horizontal para el pedestal y para la alidada, de manera que el instrumento no pueda rotar sobre el eje principal.
- b. En los teodolitos reiterativos (Fig. 2. 20), el círculo horizontal permanece independiente del pedestal y de la alidada; puede rotar con el pedestal a través de un tornillo especial, normalmente está protegido de maniobras accidentales. La alidada se asegura al pedestal a través del tornillo de seguridad, junto al tornillo de movimientos menores.

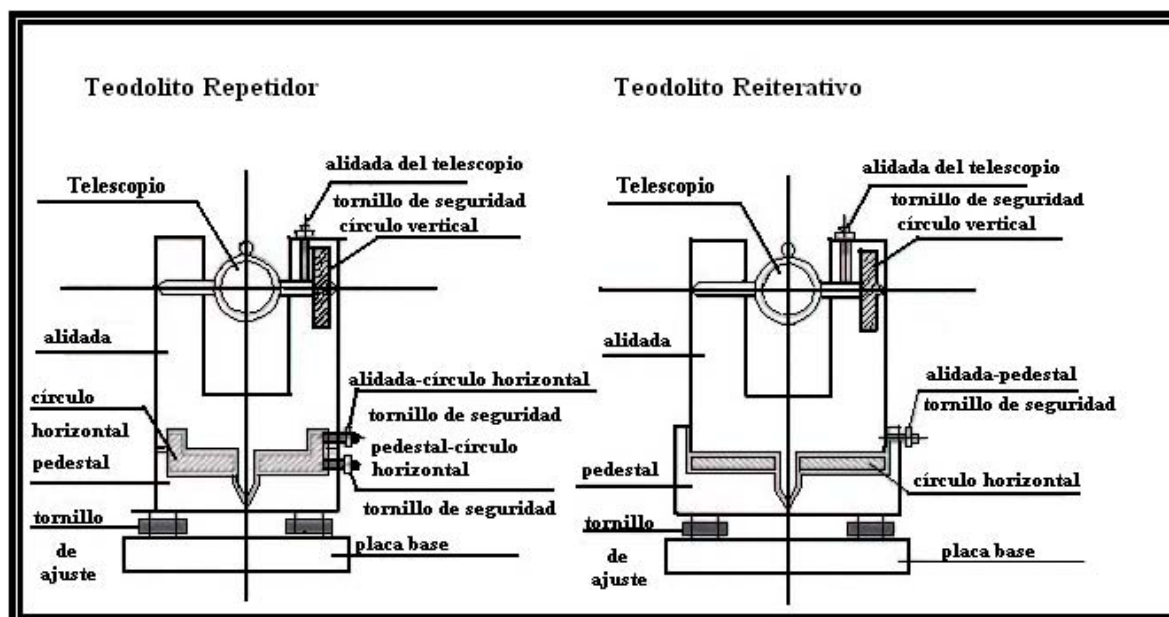


Fig. 2.20 “Teodolitos”

Antes de obtener cualquier medición angular, es esencial verificar que entre los ejes principales (primario, secundario y de coincidencia) y otras partes del instrumento se hayan cumplido algunas condiciones de precisión. Algunas de éstas están directamente verificadas por el constructor del instrumento, las condiciones de la construcción, y si el instrumento es utilizado con cuidado, siempre pueden ser consideradas unilateralmente y por ende satisfechas.

Algunas condiciones, llamadas condiciones de rectificación, deben ser verificadas directamente por el operador antes de comenzar cada sesión de medición. En particular consiste en establecer la verticalidad del eje primario; esto se logra al utilizar el eje de nivel, que es más sensible que el circular utilizado para precisamente centrar el eje principal del instrumento sobre la marca de referencia. Para utilizar el eje de nivel, la alidada tiene que ser rotada hasta que el nivel esté alineado con la dirección de los dos tornillos de ajuste y, utilizándolos, la burbuja debe estar centrada. El nivel está corregido, cuando al rotar la alidada  $180^\circ$  la burbuja de nivel se mantiene centrada; si no será necesario utilizar el tornillo de rectificación y los dos tornillos de ajuste. El paso final para corregir el nivel, el instrumento se rota  $90^\circ$  y se utiliza un tercer tornillo de ajuste para centrar la burbuja de nivel. (Estos tornillos suelen ser denominados “tornillos calantes”)

El otro ajuste, que normalmente sólo se requiere cuando cambian los observadores, es el de garantizar que el telescopio está enfocado correctamente. Esto se logra usando el anillo de enfoque en el telescopio para asegurar que las líneas del retículo aparecen o se muestran claras y nítidas.

### 5.3.3 Instrumentos de nivelación (Niveles) y estadía

El instrumento de nivelación (o nivel) es un instrumento que permite la creación de un eje de colimación horizontal y es usado en nivelación geométrica. Los niveles modernos se dividen en:

- a. Niveles fijos y Niveles de horizontalización automática;
- b. Niveles digitales;
- c. Niveles láser

Habiendo escogido el tipo de nivel, y por ende definido el mecanismo de lectura, es necesario seleccionar una estadía. Mira o regla de nivelación, cuyo principio de graduación lo conecta al nivel. Los niveles con telescopios fijos o de nivel de anteojo se han vuelto obsoletos debido a la existencia de niveles digitales y láser.

#### 5.3.3.1 Nivel de telescopio fijo (Nivel de anteojo fijo)

Consiste de un telescopio que forma una unidad sencilla con el pivote de rotación y con su base, similar a la de un teodolito. Un nivel de burbuja está fijo al telescopio esto permite al instrumento ser nivelado en posición, así como lo hace el teodolito. Una vez que el nivel de burbuja está centrado en las dos direcciones ortogonales, el nivel puede ser empleado para determinar la diferencia de elevación en cualquier dirección.

Una condición periódicamente revisada, es la que el eje del nivel de burbuja esté paralelo al eje de colimación. Para revisar el instrumento, todo lo que se necesita es tomar una medida de elevación conocida entre dos puntos con el nivel en el medio y de mover el retículo del telescopio con el tornillo especial hasta que la lectura de la estadía sea correcta. (desde una estación cercana a una mira, analizando la lectura sobre la más alejada).

#### 5.3.3.2 Nivel de telescopio fijo con el tornillo de elevación ( Nivel de anteojo fijo)

En estos niveles el telescopio no está conectado rígidamente al pivote de rotación sino a través de un camino adjunto en un extremo y conectado del otro por un tornillo, llamado tornillo de elevación (o tornillo micrométrico). El tornillo de elevación permite rotar el telescopio, a través de un ángulo vertical muy pequeño; esto permite que la línea de visión horizontal sea lograda aunque el eje primario no sea vertical. Estos niveles tienen el nivel esférico pegado de la base, que cuando se centra, hace el eje primario vertical, aproximadamente. Para cada visión, es necesario usar el tornillo de elevación hasta que el nivel de burbuja adjunto al telescopio esté centrado, esto hace el eje de colimación horizontal.

#### 5.3.3.3 Nivel de telescopio de rotación ( Nivel reversible)

En estos niveles el telescopio puede rotar por un ángulo vertical ( $180^\circ$ ) dentro de un mango conectado sólidamente al pivote de rotación. Pegado del telescopio está un nivel de burbuja de reverso con una curva doble, que le permite trabajar hasta cuando está al revés. En estos instrumentos hay por lo tanto dos ejes de nivel: el eje de rotación del telescopio (que coincide con el eje del mango) y el eje de colimación. Asumiendo que los dos ejes son paralelos y que el eje del mango coincide con el eje de colimación, se hacen dos lecturas en la estadía, correspondiendo a las dos posiciones extremas que el telescopio puede asumir, cada vez que el nivel de burbuja esté centrado con el tornillo de elevación.

Usando la media aritmética de ambas lecturas, cualquier error entre el eje del nivel y el eje de colimación está compensado, ya que el error es de señal opuesta en las dos lecturas obtenidas.

### 5.3.3.4 Nivel de horizontalización automática

En estos instrumentos el eje de colimación se hace automáticamente horizontal por un sistema interno, independientemente de la verticalidad de sus ejes. Ya que estos niveles, llamados compensadores, trabajan con ciertos límites de rotación del telescopio del orden de  $10^\circ$ , los niveles de autoalineación están equipados con un nivel circular, que una vez centrado, garantiza la correcta operación del instrumento. Los compensadores, cuyo diseño es diferente en cada fabricante, normalmente constituyen un elemento de prisma sensitiva suspendido en un péndulo que usa el principio de que la fuerza de gravedad creará una línea horizontal de visión.

### 5.3.3.5 Nivel digital

Estos niveles se parecen a los de autoalineación pero la lectura de la mira (o estadía) de nivelación se hace automáticamente, aunque es posible para la lectura óptica tradicional, en caso de mal funcionamiento de las partes electrónicas o de que se agoten las baterías.

Las estadías utilizadas con este tipo de niveles son específicas; por un lado tienen una graduación como con la estadía normal, en el otro lado tienen graduaciones de un código de barras. La imagen del código de barras desde la mira de nivelación está transmitida separadamente a la vista ocular para permitir la lectura de la mira de nivelación y para un sistema de medición electrónica. La señal digital se decodifica a través de un microprocesador que puede producir, además de la diferencia de elevación, la distancia horizontal entre los dos puntos.

Las ventajas introducidas por estos sistemas vienen de la habilidad de grabar automáticamente los datos del levantamiento, con un ahorro considerable de tiempo y con la eliminación total de equivocaciones al transcribir. La operación correcta está garantizada sólo bajo buenas condiciones de luz, esto quiere decir que las observaciones se hacen al aire libre. La precisión de estos niveles es de 0,1 mm para la diferencia de elevaciones y de 1 cm para las distancias.

### 5.3.3.6 Nivel láser

Estos niveles usan la transmisión de un haz láser que se ajusta a la línea de visión del telescopio. Algunos de estos instrumentos, que son normalmente de autoalineación, no necesitan la intervención de un operador. Una vez que el equipo se haya ubicado en la estación con la ayuda de un nivel circular, un motor hace que el haz de láser rote continuamente, a través de un prisma de cambio; de esta forma sólo se necesita el operador para ejecutar la nivelación dentro de un campo de 200-300 mts. del rayo.

Las miras de nivelación usadas en estos niveles tienen un sensor, de decímetros de largo, que se pueden desplazar sobre la estadía. Cuando el haz láser llega al sensor, el valor correspondiente al rayo puede leerse y ser automáticamente grabado.

La precisión de las medidas puede ser menor a un milímetro, el sistema es ideal para la nivelación radial.

## 6. MÉTODOS DE POSICIONAMIENTO (TÉCNICAS DE POSICIONAMIENTO)

### 6.1 GNSS (GPS)

#### 6.1.1 Descripción del Sistema de Posicionamiento Global (GPS)

El sistema de posicionamiento global GPS se basa en la recepción de señales de radio enviadas desde un satélite artificial en la órbita alrededor de la tierra, es en tiempo real, de todo clima, 24 horas, mundial, basado en el sistema de posicionamiento tridimensional de base satelital absoluta. El nombre completo del sistema es NAVSTAR GPS (NAVigation Satellite Timing And Ranging Global

Positioning System) que significa Sistema de Posicionamiento Global (GPS) para navegación por satélite con medición de tiempos y distancias (NAVSTAR). El sistema, creado por el Departamento de Defensa de los Estados Unidos, se maneja en la actualidad con la colaboración del Departamento de Comercio y se ha hecho para permitir a cada momento en cada parte del mundo, el posicionamiento tridimensional de los objetos, incluso en movimiento.

El sistema se divide en:

- a. El segmento espacial: formado por un número mínimo de 24 satélites, aun cuando frecuentemente hay más, en órbitas aproximadamente circulares alrededor de la tierra a una altura de 20.200 Kms. Los satélites están distribuidos en grupos de 4 para cada plano orbital, los cuales son 6 y tienen una inclinación de  $55^\circ$  con el Ecuador con un período de revolución de cerca de 12 horas. Esta distribución de la constelación asegura la visibilidad de al menos 4 satélites (normalmente de 6 a 8) en todo momento y lo ubica en una elevación sobre los  $15^\circ$  grados del horizonte, que es fundamental para el posicionamiento.

Los satélites cumplen con las siguientes funciones:

- transmitir información a los usuarios a través de una señal de radio;
- mantener una referencia de tiempo acertada debido al alto grado de exactitud (de  $10^{-12}$  a  $10^{-14}$  segundos) de los relojes atómicos de cesio y de rubidio a bordo;
- recibir y guardar la información del segmento de control;
- hacer correcciones a las órbitas.

Los satélites se han lanzado en diferentes épocas, comenzando en 1978, en bloques que remplazaron los modelos antiguos con los más avanzados.

- b. Segmento de control: incluye 5 estaciones de monitoreo y adicionalmente una sexta en Sunnyvale, EEUU, donde se guarda una copia de todos los datos seleccionados y de todas las operaciones relacionadas. Dentro de las 5 estaciones, todas con estaciones meteorológicas para la evaluación de los efectos de la troposfera en las señales de radio enviadas por los satélites, tres estaciones (Ascensión, Diego García y Kwajalein) tienen la habilidad de enviar mensajes a los satélites y una (Colorado Spings, EEUU) es la estación principal, donde se realizan los cálculos necesarios para la determinación de nuevas órbitas. En resumen las tareas del segmento de control son:
  - Hacer seguimiento continuo a los satélites y procesar la data recibida para el cálculo de la posición de tiempo-espacio (Efemérides);
  - Revisar el estado general del sistema, en particular los relojes satelitales;
  - Implementar correcciones de órbita;
  - Agregar nuevos datos a los satélites, incluyendo la predicción Efemerides para las próximas 12 ó 24 horas, que luego son transmitidas a los usuarios.
- c. El segmento usuario: está conformado por usuarios equipados con receptores con antenas GPS. Estos son sistemas pasivos ya que son capaces de recoger datos sin emitir algunas señales. Existen varios tipos de receptores dependiendo de la estrategia utilizada para analizar la señal receptora y la exactitud de posición requerida.
- d. La estructura de señal: Cada satélite emite continuamente ondas electromagnéticas en frecuencias escogidas cuidadosamente a una banda estrecha que se recibe sobre la superficie terrestre y es por esto relativamente protegido de la interferencia. Estas ondas portadoras llevan la información al usuario a través de un código de modulación. Los



relojes a bordo producen una frecuencia primaria  $f_0 = 10.23$  MHz; de esta frecuencia primaria se originan precisamente las tres partes fundamentales de la señal GPS:

- *Componente portador*  
Esta hecho de dos ondas sinusoidales llamadas L1 y L2 respectivamente de las frecuencias  $154 \times f_0 = 1575.42$  MHz ( $\lambda_{L1} \cong 19$  cm) y  $120 \times f_0 = 1227.60$  MHz ( $\lambda_{L2} \cong 24$  cm).
- *Codificador*  
Comprende dos códigos llamados Coarse Acquisition u obtención clara o gruesa (C/A) y Preciso (P), el primero sólo modula la frecuencia del transportador L1 y el segundo ambos el L1 y el L2.
- Estos códigos son ondas cuadradas formadas por valores de transición  $+1$  y  $-1$  producidas por un algoritmo simple, que tienen una característica de equilibrio estadístico de valores positivos y negativos; los códigos se llaman “pseudo accidental” o PRN (Pseudos Random Noise o Ruido Pseudo Aleatorio). El código de frecuencia C/A es  $1.023$  MHz ( $C/A=300$ m), el código P tiene una frecuencia que es  $1 \times f_0 = 10.23$  MHz ( $P=30$  m). El código C/A está disponible para el uso civil mientras que el código P se reserva para uso militar y otros usuarios autorizados. El Departamento de Defensa de EEUU se reserva el derecho de disfrazar el código P por encriptación y de usar el procedimiento llamado Anti-Spoofing (A-S). El código P encriptado se llama código Y.
- *Componente de mensaje*  
Está compuesto del mensaje de navegación D que tiene una frecuencia de  $f_0/204800 = 50$  Hz. Contiene la efemérides (o almanaque) detalles de los satélites, información de su salud y de los relojes a bordo.

## 6.1.2 Principios de posicionamiento

El posicionamiento GPS utiliza la técnica de Intersección de Medidas Espaciales. El sistema de referencia geodésica (Datum) explotado es llamado el Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS84), que está creado por un sistema cartesiano con ejes en sentido horario con el origen en el centro de la masa de la tierra, con el que se asocia el elipsoide geocéntrico WGS84. Si se conocen las coordenadas satelitales de este sistema de referencia, las coordenadas incógnitas de un punto se conectan a las coordenadas conocidas de los satélites observados a través de la medición de un número suficiente de distancias entre los satélites y el centro de fase de una antena conectada al receptor en la posición requerida. Esencialmente hay tres principios de posicionamiento:

- a. posicionamiento absoluto (o normal);
- b. posicionamiento relativo;
- c. posicionamiento diferencial

### 6.1.2.1 Posicionamiento absoluto

El propósito de este método de posicionamiento es la determinación de las coordenadas posicionales en el sistema de referencia global WGS84. Esto se logra al utilizar el componente de señal impulsivo (código C/A o código P si está disponible) o de analizar las dos fases de las portadoras L1 y L2.

En el primer caso, las distancias receptoras-satelitales se llaman “pseudo-ranges” (pseudo distancias) y son calculadas de acuerdo al tiempo de propagación, que es el que demora la señal en llegar al receptor desde el satélite. Este tiempo se mide con un receptor a través de las correlaciones entre la señal recibida y una copia producida por el receptor; la señal copiada en el receptor se cambia para alinearla con la señal satelital. La diferencia del tiempo calculado está influenciada por el error

asincrónico entre el satélite y los relojes del receptor, además del estado (corrección) del reloj receptor que es menos exacto que los relojes atómicos de los satélites.

Estos factores no pueden ser ignorados en la medición de tiempo de propagación; por esta razón que para las tres incógnitas de posición ( $x, y, z$  transformables en  $\phi, \lambda$  y la altura sobre el elipsoide WGS84) se agrega una cuarta, que está relacionada con el error del reloj receptor. De allí proviene que existe un requisito para observar simultáneamente al menos cuatro satélites para obtener una posición absoluta en tiempo real.

En el segundo caso la fase de dos frecuencias transportadoras es analizada y la distancia del satélite-receptor puede ser obtenida al comparar la fase de la señal transportadora en el momento de la recepción con la fase de la señal en el momento de la transmisión. En este caso una incógnita adicional para cada satélite observado es introducida. Es la Ambigüedad Integral inicial que es la totalidad de ciclos que la señal ha atravesado desde el satélite al receptor al principio de las mediciones. Entonces para cada satélite de observación nuevo se crea una nueva Ambigüedad, debido a las diferentes distancias. Como resultado, el posicionamiento absoluto en tiempo real con medidas de fase es solamente posible si las Ambigüedades de los satélites utilizados para el posicionamiento se conocen; el procedimiento para esta determinación se llama inicialización.

### 6.1.2.2 Posicionamiento relativo

El propósito del posicionamiento relativo es la determinación del vector de línea base o de las componentes del vector que se forma entre las dos posiciones donde están ubicados temporalmente los dos receptores. Si las coordenadas absolutas de uno de los dos puntos se conoce, agregando los componentes del vector de base-línea, las coordenadas absolutas de la segunda posición pueden ser obtenidas. Estas posiciones pueden lograrse a través del código o fase, aunque en la práctica solo la medida de fase es utilizada. Se puede escribir una ecuación de observación de fase para cada receptor desde un satélite que es observado en un momento dado. Observar el mismo satélite en el mismo momento desde dos diferentes receptores a los extremos de las líneas-base y luego restando una del otro produce dos ecuaciones de fase, una ecuación para las diferencias simples. Insertando en la observación otro satélite, y agregando la diferencia entre las dos ecuaciones para las diferencias simples, se crea una ecuación para las diferencias dobles. Al final de estas dos operaciones el resultado es la eliminación de los errores del reloj de los dos satélites. En este punto las cantidades desconocidas a ser determinadas son los componentes del vector base-línea y las suma de los cuatro ambigüedades de los dos satélites (considerados como sólo un valor íntegro). Si la señal es interrumpida las ambigüedades cambian y se requiere de una nueva instalación. Finalmente las interrupciones posibles de la señal son separadas a través de la diferencia entre las dos ecuaciones de las diferencias dobles (llamadas ecuación para las diferencias triples) y estableciendo la continuidad, la incógnita "ambigüedad" es eliminada.

### 6.1.2.3 Posicionamiento diferencial

El posicionamiento diferencial es similar al posicionamiento absoluto pero tiene correcciones para pseudo-distancias en tiempo real o diferido, transmitidos o almacenadas en los receptores puestos en puntos de coordenadas absolutas conocidas. El receptor remoto aplica, en tiempo real o en tiempo de retraso, las correcciones a las mediciones del pseudo-rango o fase afectada y luego calcula la posición absoluta correcta, mejorando la exactitud de las coordenadas.

### 6.1.3 Rendimiento del sistema y fuentes de error

En relación con los principios de posicionamiento, se clasifican por los diferentes grados de exactitud:

- |  |   |
|--|---|
| a. Absoluta (SPS) con mediciones de código C/A en L1:      | 10 a 30 metros                            |
| b. Absoluta (PPS) con mediciones de código P (Y) en L1/L2: | 5 a 15 metros                             |
| c. Relativa con mediciones de fase estática:               | $10^{-8}$ a $10^{-6}$ de la<br>base línea |

d. Relativa con mediciones de fase (RTK)	decímetro
e. Diferencial con mediciones de fase de código (DGPS)	pocos metros
f. Diferencial con mediciones de fase de la onda portadora (RTK DGPS)	pocos centímetros

Los elementos (fuentes de error) que tienen mayor influencia en el comportamiento del sistema son:

- a. *Errores de reloj* de los satélites y receptores (de corrección y marcha);
- b. Errores de órbita (imperfecciones en la data efemérides);
- c. *Retrasos* durante el pasaje de señal en la atmósfera debido a la refracción de la ionósfera y la tropósfera, cuyos efectos en la señal son considerables debido al uso de receptores de doble frecuencia.
- d. *Error troposférico*. La humedad está incluida en este error. La humedad puede retrasar una señal de tiempo por aproximadamente 3 mts. Satélites bajos en el horizonte transmitirán señales a través de la superficie de la tierra con la tropósfera; mientras que aquellas directamente en lo alto transmitirán a través de mucho menos de la tropósfera. Enmascarando el ángulo del horizonte en  $15^\circ$  puede minimizar el error troposférico. En éste se encierran muchos satélites, un compromiso bajo los  $10^\circ$  puede ser necesario. Los fabricantes moldean el retraso troposférico en un software; las pruebas han demostrado que estos modelos troposféricos funcionan razonablemente bien.
- e. *Error Ionosférico*. Las manchas solares y otros fenómenos electromagnéticos causan errores en el rango de mediciones del GPS hasta en 30mts durante el día y tan altos como 6mts durante la noche. Los errores no son predecibles pero pueden ser estimados. El error ionosférico se asume como el mismo en el receptor de referencia como en el receptor de la nave. Esta suposición es aplicable para las redes GPS donde las estaciones están separadas por pocas millas náuticas. Los modelos Ionosféricos han sido implementados por los receptores de frecuencia dual.
- f. *De Multitrayectoria*. La multitrayectoria es una recepción de una señal reflejada suplantando una señal directa. La reflexión puede suceder por debajo o por encima de la antena. La magnitud de multitrayectoria es menor en el agua que en la tierra, pero está aún presente y siempre cambia. La ubicación de la antena del receptor GPS debe evitar áreas donde la multitrayectoria es más factible de ocurrir (Ej. Afloramientos de rocas, techos de metal, calefacción de techo/aire acondicionado, edificios, carros, barcos, etc.). Aumentando la altura de la antena es un método para reducir la multitrayectoria en una estación de referencia. La ocurrencia de la multitrayectoria en el rango de satélite puede durar varios minutos. El encubrimiento de las señales de satélite del horizonte hasta en  $15^\circ$  reducirá también la multitrayectoria.
- g. *Configuración geométrica* de satélites usados por el posicionamiento, dado el GDOP (Dilución de Precisión Geométrica). El GDOP está dividido para este propósito en algunos índices (PDOP y TDOP) que han sido introducidos para establecer un grado de control de calidad. El más general es llamado PDOP (Dilución de Precisión en Posición), inversamente proporcional a las “virtudes” de la configuración, que está dividida en dos componentes con propósitos de control: el vertical o VDOP (Dilución de Precisión Vertical) y el comúnmente utilizado horizontal o HDOP (Dilución de Precisión Horizontal); ocasionalmente la relación HDOP/VDOP es considerada (para control horizontal ver el Capítulo 7);
- h. *Errores inducidos*, para reducir el comportamiento de medición de pseudo rango en la posición de los datos de los satélites, pueden introducirse a la discreción de los

administradores del sistema. Dichos procedimientos, llamados Disponibilidad Selectiva (S/A), produjeron una incertidumbre en el posicionamiento a través del cálculo del pseudo rango en el orden de unos 100 metros, esto fue retirado el 1 de mayo del 2000. La operación diferencial puede eliminar el S/A. Aunque con la eliminación de S/A, el DGPS es todavía necesario para la mayoría de aplicaciones de levantamiento hidrográfico.

#### 6.1.4 Seguimiento del GPS y técnicas de adquisición de señal

##### 6.1.4.1 Técnicas de rastreo

Se usan básicamente dos modos generales para determinar la distancia, o el rango, entre un satélite NAVSTAR GPS y una antena receptora de tierra. Estas mediciones están hechas por las técnicas de comparación de fase de señal del satélite. La fase de la onda portadora o la fase de código digital modulado en la fase transportadora puede ser rastreada para solucionar la distancia entre el satélite y el receptor. La exactitud de posición resultante es dependiente del método de seguimiento utilizado.

Estas son las técnicas de rastreo de dos fases:

- Rastreo de fase portadora
- Rastreo de fase de código

Los satélites GPS realmente transmiten en frecuencias portadoras: L1 en 1575.42 MHz (19 cm de longitud de onda) y L2 en 1227.60 MHz (24 cm. de longitud de onda). Moduladas en estas frecuencias se encuentran las C/A (Coarse Acquisition) de 300m de longitud de onda y el Código preciso P (30m de longitud de onda). Adicionalmente, se transmite un mensaje de navegación por satélite de 50-bps que contiene la efemérides del satélite y el estado de cada satélite. Los C/A y los códigos P están presentes en la frecuencia L1. Sólo el código P está presente en la frecuencia L2. La más alta frecuencia de la señal portadora (banda L) tiene una longitud de onda de 19 y 24 cms., desde la que se puede resolver una distancia con el software de post procesado a aproximadamente 2 mm. El código modulador tiene una longitud de onda de 300 m. y solo rendirá distancias exactas de cerca de 1 m. Ambos métodos de rastreo tienen utilidad en el levantamiento hidrográfico y convencional.

##### 6.1.4.2 Técnicas de adquisición de señal

Los procesos de adquisición tienen características y exactitudes distintos, están relacionados con las aproximaciones distintas de la manipulación de señal. Se describen de la siguiente forma:

- a. **Stand- Alone (Estacionamiento Aislado):** La posición absoluta de un punto sencillo con pseudo rango en el sistema de referencia geodésico WGS84. La exactitud absoluta, del 95% del nivel de confianza, está entre 10 y 30 metros para el SPS (Servicio de Posicionamiento Estándar) y entre 5 y 15 para el PPS (Servicio de Posicionamiento Preciso). De uso exclusivamente navegacional.
- b. **Diferencial (DGPS):** Las distintas correcciones, calculadas en una estación de referencia de posición conocida, están aplicadas a la posición absoluta generada por un receptor stand-alone. Estas correcciones de código o de fase, como se describieron anteriormente, pueden ser transmitidas por radio o por celular, cumpliendo con el protocolo RTCM, y aplicadas en tiempo real o guardadas en la estación de referencia y aplicadas durante el post procesamiento con el software adecuado. Los rangos y las exactitudes se describen en la siguiente tabla:

Rastreo de Corrección de Rango	Distancia entre estaciones	Exactitud
Fase de Código	Algunos cientos de kilómetros	Pocos metros

Fase portadora	Casi diez kilómetros	Pocos centímetros
----------------	----------------------	-------------------

- c. **Relativa:** Las coordenadas de las puntas de los vectores de base de línea, que conectan las posiciones ocupadas por las estaciones, tienen que ser determinadas. El cálculo se logra al post-procesar utilizando el método de las diferencias dobles, corrigiendo los datos obtenidos en la fase de señal GPS en la base y en el receptor móvil. Los métodos principales son:

Técnica	Aplicación
Estática	Marco de referencia de exactitud alta
Estática Rápida	Marco de referencia con menor exactitud
Cinemática de parar y continuar	Puntos fiduciaros, levantamiento en detalle
Cinemática continua	Trayectorias, monitoreo continuo

El tiempo de adquisición y el intervalo de muestra (período del ritmo) son los discriminadores en los métodos relativos. El ritmo debe ser un buen compromiso entre la demanda de mediciones y el tamaño del archivo para procesarlos. Por ejemplo, para aplicaciones estáticas con períodos de adquisición largos, es común muestrear con un intervalo de tiempo de 15 a 30 segundos; para las aplicaciones cinemáticas es necesario reducir este intervalo, siempre hacia abajo en 1 segundo. Este valor representa el límite del intervalo de muestreo en muchos receptores; actualmente los receptores pueden hacer mediciones con una frecuencia de 20Hz. Los métodos, técnicas de adquisición y campos de uso se resumen en la siguiente tabla:

Método	Tiempo de medición	Tamaño de las bases	Exactitud	Tasa (por segundo)	Notas
Estática	>1/2 hora 1 hora de 3 a 4 horas Variante	10 kms 20/30 kms >100 kms.	$10^{-6}$ a $10^{-8}$ (del tamaño de la base)	15-60	Con doble frecuencia para bases de más de (20 kms)
Estática Rápida	20-30 min. (L1s) 6-8 mins (L2)	< 10-15 kms.	$10^{-6}$ (del tamaño de la base)	5-15	Necesidad de una buena configuración satelital
Cinemática de parar y Continuar	< 1 min	Algunos kilómetros <10 kms.	Centimétrico	1-5	Necesita contacto continuo con la instalación de satélites: -Mas de 30 mins: L1 -5/6 mins: L1+L2 -On the Fly (OTF):L1+L2
Cinemática continua	Continua	Algunos kilómetros	Centimétrico	1-5 (20Hz)	Tal como en el de parar y continuar.

### 6.1.5 DGPS

El posicionamiento diferencial GPS (GPS Diferencial = DGPS) es una técnica en la que se usan dos o más receptores; uno en una estación de un marco de referencia geodésico o topográfico (Estación de Referencia) y una (Estación Vagabunda) que ocupa los nuevos puntos a ser determinados en un vector de medida (en reposo o en movimiento). La estación de referencia calcula las Correcciones del Pseudo- Distancias o Pseudo-Rango (PRC) y sus variaciones en tiempo (RRC: Corrección de Tasa de Rango). Ambas correcciones pueden ser transmitidas en tiempo real en el receptor remoto de la estación móvil o pueden ser guardados en el receptor de la estación de referencia a ser aplicada en el procedimiento de posprocesado.

Cuando el procedimiento se realiza en tiempo real, se crea una conexión entre las dos estaciones (referencia-móvil) por el módem de radio o el módem de teléfono.

En cualquier caso, el receptor remoto (en tiempo real) o el receptor/PC con el software de posprocesado (en tiempo diferido) aplican las correcciones a las mediciones de pseudo-rangos y calculan las posiciones del punto simple con estas observaciones corregidas.

El posicionamiento diferencial puede aplicarse al código de rango o de fase.

#### 6.1.5.1 DGPS con mediciones de código

Desde una serie temporal de correcciones pseudo distancias PRC, las correcciones a aplicar PRC se pueden obtener por interpolación numérica.

La corrección de distancia obtenida por código, para un período arbitrario 't', puede ser aproximado con lo siguiente:

$$PRC_t^{\text{satel}} = PRC_{t_0}^{\text{satel}} + RRC_{t_0}^{\text{satel}} \cdot (t - t_0) \quad (2.64)$$

Donde el período  $(t - t_0)$ , llamado latencia, es el determinante para la precisión del posicionamiento. Esto no es más que la diferencia de tiempo entre el cálculo de corrección en el receptor de la estación de referencia y su aplicación (tiempos de transmisión, cálculo, etc) en el receptor de la estación móvil.

Al aplicar estas correcciones de rango, los errores del reloj del satélite desaparecen de las ecuaciones de las mediciones de distancias (rangos). El efecto perturbador posible, causado por una degradación deliberada de los relojes y de los datos de las órbitas puede ser virtualmente eliminado. De manera similar otros efectos problemáticos como la refracción ionosférica y troposférica.

Por lo tanto, la posición del receptor remoto se calcula con el pseudo-rango de código corregido. Esta corrección puede ser transmitida o guardada con un protocolo estándar RTCM y la técnica se llama RTCM Diferencial GPS.

Las correcciones del pseudo-rango pueden ser transmitidas al receptor GPS por:

- Estación de Referencia GPS del receptor situado temporalmente en el punto de control horizontal dentro del área de estudio o desde una estación permanente, con un MODEM por radiofrecuencias (UHF/VHF/HF) o por las técnicas telefónicas (GSM/Satélite);
- Sistema Diferencial de Área Amplia GPS de pago-por-servicio comercial, usando las técnicas de predicción satelital para entregar correcciones GPS exactas, por ejemplo los sistemas de Área Amplia OmniStar (grupo FRUGRO) y LandStar (grupo THALES);

- Servicio gratuito por un Servicio de Navegación de radiofaro DGPS MSK (Sistema IALA de faro DGPS);
- Servicio gratuito por el Servicio de Satélite de Sistemas de Aumento de Área Mundial (FAA WAAS, EGNOS, GPS/GLONASS, MSAS).

Dichas técnicas proveen resultados apropiados para el rápido geo-referenciamiento de detalles significativos en la tierra.

### 6.1.5.2 DGPS con mediciones de fase

En esta técnica de satélite los errores de reloj y los errores asociados con una relación ionosférica y troposferita son eliminados. La corrección de distancias (rango) puede ser transmitido en tiempo real por el receptor de la estación de referencia al receptor de la estación vaga a través de un protocolo RTCM o a través del formato apropiado de los fabricantes de receptores. El DGPS con mediciones de fase es usado en aplicaciones cinemáticas de precisión en tiempo real: estas técnicas se llaman RTK (Cinemáticas de Tiempo real). El propósito es que el tiempo de latencia sea removido o que en la práctica muy reducido (pocos milisegundos).

### 6.1.6 RTK

En esta técnica los errores del reloj del satélite y los errores asociados con la refracción de la ionosfera y troposfera son eliminados. La corrección del rango de la fase puede ser transmitida en tiempo real por el receptor de la estación de referencia a la estación móvil a través del protocolo RTCM o a través de un formato apropiada del fabricante del receptor. DGPS usa mediciones de fase en aplicaciones cinemáticas de precisión en tiempo real, tales técnicas son denominadas RTK (Cinemática en Tiempo Real). El objetivo es remover el tiempo de latencia o en la practica reducirlo mucho (unos pocos milisegundos).

Usando los receptores en el modo RTK, las medidas generadas en la señal GPS de la fase portadora son utilizadas para lograr exactitudes centimétricas.

La inicialización automática llamada OTF (On The Fly), es una característica común de los receptores capaces del modo RTK, para el que ambos sistemas de referencia y móviles necesitan al menos cinco satélites en común a la vista simultáneamente. Este proceso consiste en resolver la fase de ambigüedad, que se presenta en la obtención de distancias (rango) mediante la medición de fase y retira las restricciones en el movimiento de los receptores en movimiento durante el proceso de inicialización, que dura no más de pocos minutos. Inicialmente el receptor móvil produce una solución flotante o FLT con exactitud métrica (la fase de ambigüedad no está fija). Cuando la inicialización se completa, la solución se vuelve un tipo FIX y la exactitud se vuelve centimétrica.

El número de posiciones de tipo FIX por segundo, producidas por el sistema RTK (ritmo actualizado), define con que exactitud la ruta de un receptor móvil puede ser representada. La tasa actualizada se mide en Hertz y puede alcanzar valores de 20 HZ para algunos receptores modernos.

El tiempo de latencia o Latencia es el período de tiempo entre las mediciones afectadas por los receptores (de referencia o móviles) y la visualización de la posición en los receptores móviles (incluyendo los tiempos de medición, formateo y transmisión de datos desde la referencia al móvil y el cálculo de la solución FIX); este parámetro es muy importante para la guía del vehículo en movimiento.

Un vehículo que viaja a 25 Km/hr cubre por ejemplo 7 metros por segundo. Para éste, la latencia debe ser menor a  $1/7$  ( $=0,14$ ) de un segundo para obtener posiciones con la exactitud de menos de un metro.

La transmisión de los datos desde la estación de referencia, posicionada dentro del área de estudio o desde una estación permanente, para el móvil por un MODEM de radio o MODEM GSM, ha sido estandarizada de acuerdo al protocolo internacional llamado RTCM (Radio technical Comisión for Maritime service). Los mensajes en este formato también existen en ritmos más lentos de 2400 baudios (Ejemplo: CMR; Compact Measurement Record).

### **6.1.6.1 Modo de posicionamiento RTK**

Los receptores GPS más comunes con la habilidad RTK tienen cuatro modos de posicionamiento principales:

- a. RTK Sincronizado (1Hz): es la técnica más usada para lograr exactitudes centimétricas entre la estación de referencia y la estación móvil. Típicamente la tasa actualizada es de 1HZ. La latencia de las posiciones sincronizadas (FIX) es determinada en gran parte por la transmisión de los datos, con una transmisión de 4800 baudios lo consigue en aproximadamente un segundo. La solución RTK sincronizada produce la exactitud más alta posible para los modos RTK y se adapta bien a las aplicaciones dinámicas.
- b. RTK Sincronizada Rápida (5 a 10 Hz): tiene la misma latencia y exactitud del modo anterior, pero las soluciones de posicionamiento son producidas de 5 a 10 veces cada segundo. Resultados satisfactorios son obtenidos cuando es conectada al menos 9600 baudios.
- c. RTK de latencia baja: permite exactitudes centimétricas (un poco inferior al modo RTK de posicionamiento sincronizado) casi instantáneamente debido a la reducción de la latencia a casi 20 milisegundos, que permite 20 soluciones FIX cada segundo. La técnica, aprovechada para la caída drástica de la latencia, se basa en la predicción de la fase de los datos de la estación de referencia, que generalmente tiene una solución continua con variaciones independientes de las pérdidas de señal, movimiento de satélite, marcha del reloj y retraso atmosférico. Entonces, los errores en predicción de medición de fase de la estación de referencia desde la estación móvil están influenciado principalmente por la inestabilidad en los relojes del receptor y por las variaciones inesperadas en las órbitas satelitales.
- d. La línea-base del RTK en movimiento: diferente a la mayoría de las aplicaciones RTK, en las que la estación de referencia está fija a un punto de coordenadas conocidas, esta técnica usa pares de receptores (de referencia o móviles) ambos en movimiento. Este modo depende de la determinación de la orientación de un móvil en el que los dos receptores RTK están posicionados en los dos extremos de la línea base (Ej. A lo largo del eje de la quilla de un bote). El receptor de la estación de referencia transmite las mediciones efectuadas al móvil, que calcula una solución RTK sincronizado (la línea base con orientación y longitud) en 1 ó 5 ó 10 Hz, con exactitud centimétrica. La posición absoluta de la estación de referencia, y de hecho la estación móvil también, tiene un equivalente de exactitud al del posicionamiento absoluto con mediciones de código (algunos de diez metros aproximados). La distancia de referencia-móvil no debe ser mayor a 1 km. para obtener buenos resultados.

## **6.1.7 Tratamiento de los datos**

### **6.1.7.1 Proceso de computación en el posicionamiento relativo GPS**

El posicionamiento relativo GPS se realiza de acuerdo a varias fases en las que se utilizan todas las cantidades diferenciales que han sido analizadas. Normalmente comienza con una solución aproximada que es mejorada por varios procesos.



En todos los programas de proceso de data GPS están las fases básicas del tratamiento preliminar para buscar los salto de ciclo y para encontrar datos anómalos asociados con los errores toscos. Un tratamiento preliminar bueno de los datos es la base de una buena solución final. Un levantamiento GPS puede ser descrito de muchas formas; puede ser ejecutado con dos o más receptores, otorgando más sesiones y días a las mediciones.

El acercamiento más común (base simple) incluye las bases independientes sin considerar sus correlaciones. Dicha estrategia es aprovechada por la mayoría de los programas de procesado, ya que produce buenos resultados alineados con una gran simplicidad. Como en todos los programas de computación, con una aproximación lineal para mínimos cuadrados, es necesario salir de los valores aproximados. Estos se mejoran poco a poco por el procesado. Las principales fases del tratamiento son:

- a. *Solución de punto asilado con mediciones de código:*  
La solución aproximada es deducida con los pseudor rangos en el código C/A (Coarse/Acquisition o Clear/Access) o código P (Preciso o Protegido) si está disponible.
- b. *Determinación de la red a través de diferencias simples de la fase:*  
Es necesario decidir cuales líneas de base independientes están consideradas en el proceso. Para lograr esto es necesario crear las diferencias simples entre los archivos de los datos correspondientes a los puntos de las estaciones entre los que se decidió calcular las líneas de base.
- c. *Tratamiento de los datos con las ecuaciones para las diferencias triples (Solución TRP):*  
Comenzando por las coordenadas aproximadas producidas previamente, es esencial determinar los componentes  $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{TRP}$  del vector de línea de base en el sistema de referencia geocéntrica WGS84, sin necesariamente tener el conocimiento de la ambigüedad de la fase. Las soluciones tienen algunas desventajas, como la propagación secuencial de errores desde los tres procesos de diferenciación. Como un valor aproximado este resultado, que no representa el óptimo, será insertado en un proceso de computación más avanzado para las diferencias dobles y esencialmente es útil para evaluar los errores de ciclo que, cuando están presentes, causan discontinuidad en el cálculo de los componentes de la línea base.
- d. *Expansión para las diferencias dobles y solución con la ambigüedad no fija (solución FLT)*  
Comenzando con la posición de estación, deducida con las tres diferencias, los componentes  $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{FLT}$  del vector de línea base son redeterminados mediante un proceso iterativo, junto con las ambigüedades que corresponden a las diversas combinaciones entre dos satélites con dos receptores. Las combinaciones de las ambigüedades de fase son las únicas incógnitas.
- e. *Fijación de las ambigüedades para una valor íntegro:*  
Los valores de las ambigüedades de fase cuando se determinan generalmente no son enteros, deben fijarse por lo tanto al valor entero más cercano. Para hacer esto el programa de computación inspecciona las desviaciones estándar de los parámetros de ambigüedad, verificando que son iguales a las fracciones pequeñas de un ciclo. La fijación correcta de la ambigüedad es indicada por el factor de PROPORCIÓN de calidad. Este valor tiene que ser más grande que ciertos límites en relación a la longitud de las líneas base medidas.
- f. *Expansión para las diferencias dobles y la solución con la ambigüedad fija (FIX):*  
Los componentes  $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{FIX}$  del vector de línea base son determinados otra vez, con el conocimiento del período que contiene las ambigüedades de fase, anteriormente fijadas

a un valor entero. Por lo que los componentes  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  y  $\Delta z$  del vector, que conectan las posiciones en las que se fijan los dos receptores, son las únicas incógnitas para ser resueltas con la ecuación de las diferencias dobles.

Este último pasaje normalmente representa el resultado final del proceso de computación; el acuerdo del sistema de ecuaciones para las diferencias dobles da la solución final del vector de línea base con la ambigüedad fija en el valor entero (Soluciones FIX).

### 6.1.7.2 Prueba estadística sobre la calidad de la elaboración

La exactitud de los resultados de la calculación de la línea base puede ser valorada se a cuero a la prueba estadística: Las principales son:

- a. Prueba de la proporción: esto es la proporción entre los dos valores más pequeños de la variancia ( $\sigma^2$ ), calculada desde diferentes grupos de integradores fijos; tiene valor si las ambigüedades de fase han sido determinadas correctamente. El proceso de cálculo generalmente separa más valores integradores de ambigüedad por fase, para ser usados en la solución FIX. Todas las soluciones se calculan con los valores probables de las ambigüedades y el valor relativo de la varianza de la unidad de peso. La proporción es la que corresponde a la segunda varianza más baja con respecto a la mejor (menor) en términos absolutos. Una proporción elevada significa que entre las dos soluciones hay una diferencia considerable o quizás mejoramiento; la reducción del valor de la varianza es un indicativo de una fijación correcta de los valores integrales. Una proporción de valor  $>1,5$  para medidas estáticas y una proporción de  $>3$  para mediciones cinemáticas se considera como aceptable.
- b. Prueba sobre la varianza de la unidad de peso: La varianza de la unidad de peso, fijada de antemano (también llamada varianza de referencia), tiene que ser similar al valor estimado y, dentro de condiciones normales, su relación debe tender a 1. El procedimiento consiste en calcular la varianza de los umbrales a través de una prueba con grados de libertad iguales a la redundancia. Los valores elevados de la varianza estimada pueden resaltar la presencia de ruido en la señal relacionada con los obstáculos de satélites cerca del horizonte, reflexiones múltiples locales (de multi-trayectos), no haber calculado los efectos troposféricos o ionosféricos o el cálculo incorrecto de las ambigüedades de la fase entera.

## 6.2 Sistemas electromagnéticos

Las características que establecen los comportamientos de un sistema electrónico de navegación son:

- a. El alcance, que es la distancia máxima de las estaciones en las que puede ser útil emplearlo. Siendo principalmente atado a la potencia irradiada y a la sensibilidad del receptor que compone un problema técnico específico, enfrentado por la fabricación.
- b. La precisión<sup>25</sup> y la exactitud<sup>26</sup> con la que el sistema genera la posición de la nave, que se relaciona a los factores que deben ser apreciados durante el empleo, con el fin de conocer la confiabilidad de las posiciones.

El comportamiento de un sistema, en relación a la exactitud, hace referencia a los dos índices particulares de resultados:

<sup>25</sup> "The degree of refinement of a value" (IHO S32 – fifth edition 1994, . 3987)

<sup>26</sup> "The extent to which a measured or enumerated value agrees with the assumed or accepted value" or "the degree of conformance with the correct value" (IHO S32 – fifth edition 1994, 21 and 3987)

- a. Repetibilidad o Exactitud Repetible<sup>27</sup>: es la medición de la capacidad del sistema de regresar repetidamente el móvil a la misma posición. Está influenciado por los errores accidentales de la medición (debido a los operadores, a los instrumentos y a las anomalías de la propagación de las ondas EM) y la geometría del sistema (el ángulo de intersección entre dos líneas de posición – LOPs - individuales).
- b. Habilidad de predicción: Es una medida de la capacidad del sistema de navegación electrónica para minimizar el tamaño de la diferencia existente entre las medidas y el estimado de posiciones producido en la base de los cálculos, habiendo fijado un modelo de propagación y la geometría del sistema. En el campo de frecuencias medias y altas, las predicciones para la propagación electromagnética para el propósito de posicionamiento son irrelevantes; está presente con todas sus complicaciones en los sistemas de gran rango, y por ende en las frecuencias bajas.

### 6.2.1 Exactitud en la determinación de la posición

Cuando la exactitud del sistema de navegación se establece, es apropiado especificar el grado de confiabilidad que puede ser asignado a dicho valor. Aunque la distribución de los errores es más comúnmente elíptica que circular, es más simple verificar sólo un parámetro, generado de los radios de un círculo centrado en el punto determinado.

El navegante tiene el porcentaje del valor de probabilidad (porcentaje  $x$ ) de estar en dicho círculo. Con el objetivo del intercambio de los datos, es importante aclarar cuál método estadístico fue utilizado en la determinación del comportamiento y también incluir el grado de confiabilidad (o nivel de confianza), expresado como el porcentaje de las pruebas que caen en el círculo de radio determinado.

Para las medidas bi-dimensionales (en las coordenadas horizontales  $x$  e  $y$ ), los parámetros generalmente tienen dos valores:

- a. Error Probable Circular (**CEP**): el radio de un círculo dentro del que hay cerca de un 50% de probabilidad de encontrar el valor correcto<sup>28</sup>;
- b. El error radial o el error de la raíz cuadrada promedio en la distancia (**1  $\sigma$ RMS** o **1 DRMS**): asumiendo que la igualdad de las desviaciones estándar alrededor de dos dimensiones ( $\sigma_x \sigma_y$ )<sup>29</sup>, de ortogonalidad entre los ejes  $x$  y  $y$ , de distribuciones de error no correlacionados y normales, la siguiente relación es válida:

$$\text{DRMS} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} = \sqrt{2 \cdot \sigma^2} = 1,414 \cdot \sigma \quad (2.65)$$

Generalmente se emplea la medida de **2DRMS**, lo que corresponde al 98,5% del nivel de confianza.

<sup>27</sup> “En un sistema de navegación, es la medida de la exactitud con la cual el sistema permite al usuario retornar a una posición como está definida sólo en términos de las coordenadas peculiares a ese sistema. La correlación entre las coordenadas geográficas y las coordenadas del sistema pueden o no ser conocidas” (OHI S32 – Quinta edición 1994, 4336)

<sup>28</sup> (ver también error probable: OHI S32 – quinta edición 1994 – 1689)

<sup>29</sup> (ver también error probable: OHI S32 – quinta edición 1994 – 1689)

### 6.2.2 Líneas de Posición (LOPs)

El limitar las distancias a menos de 60 millas, en el estudio de los sistemas de ondas de navegación, es válido para aproximar a la superficie terrestre horizontal; para distancias más grandes la línea de posición es considerada como un arco de círculo máximo.

Los sistemas más comúnmente usados para la navegación de ondas de radio producen líneas de posición circulares e hiperbólicas que obtienen la posición desde la medida de una diferencia en tiempo  $\Delta t$  o una diferencia en la fase  $\Delta\phi$ . Tales mediciones son trasladadas en las diferencias de distancias (LOPs hiperbólicos) o distancias directas (LOPs circulares) respectivamente con las relaciones:

$$\Delta d = c \cdot \Delta t \quad (2.66)$$

$$\Delta d = \frac{c}{f} \cdot \left[ \left( \frac{\Delta\phi}{2\pi} \right) + n \right] \quad (2.67)$$

Donde

- $\Delta d$ :** es la diferencia de la distancia;
- $c$ :** es la velocidad de la propagación de las ondas electromagnéticas;
- $\Delta t$ :** es la diferencia del tiempo medido;
- $\Delta\phi$ :** es la diferencia de la fase medida;
- $f$ :** es la frecuencia de las ondas en las que la medida es afectada por  $\Delta\phi$ ;
- $n$ :** es el número de ciclos enteros de la onda receptora.

Un error en la medida de  $\Delta t$  o  $\Delta\phi$  aparece como un error en la posición de línea numérica, mientras que una desviación de  $c$  desde su valor estándar, crea una distorsión en todo el patrón de líneas.

### 6.2.3 Líneas de Posición de Circulares (CLOPs)

Midiendo la distancia de un punto de coordenadas conocidas es posible determinar la línea de posición, que es un círculo que tiene la posición observada en el centro y en la distancia medida como en el radio. El error en la medida de una distancia influencia y modifica la línea de posición relativa produciendo una banda de incertidumbre, cuyas proporciones (desviación estándar de las medidas de distancia) son independientes de la distancia.

La intersección de dos líneas circulares de posición efectuadas por error produce un área de incertidumbre, dentro de la que está la posición verdadera del móvil. Esta área generalmente tiene la forma de un paralelogramo. Los sistemas circulares están caracterizados por el hecho de que el ángulo de la intersección entre las LOPs varía en el área de cobertura y, en un punto genérico P, es igual a aquella entre el vector de los radios subtendido por P a las estaciones.

En el caso de  $\sigma$  igual para ambos grupos de circunferencias, el error radial dibujado por (2.65) se vuelve entonces:

$$d_{\text{RMS}} = \frac{\sqrt{2\sigma^2}}{\text{sen}\alpha} = \frac{1,414 \cdot \sigma}{\text{sen}\alpha} \quad (2.68)$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo de la intersección entre las dos líneas de posición (LOPs).

Considerando entonces la constante  $\sigma$  en el área de cobertura, es evidente de inmediato que el  $d_{RMS}$  en los sistemas circulares, es enteramente dependiente del ángulo de la intersección entre los LOPs. Las curvas de igual distancia son identificadas, por ende, para aquellos de igual  $\alpha$ . Ellos son de los arcos capaces con este ángulo y tiene sus extremos en las dos estaciones.

#### 6.2.4 Líneas de Posición Hiperbólicas (HLOPs)

*“Una hipérbola es una curva abierta (línea de puntos en el plano) con dos partes, todos los puntos de los que tiene una diferencia constante en distancias de dos puntos fijos llamados focos” (OHI S-32 – quinta edición 1994- #2353).*

Refiriéndose a un sistema cartesiano ortogonal, hay una variedad de rayos simétricos relacionados con los ejes de las abscisas, los ejes de las ordenadas y del origen.

En la navegación hiperbólica electrónica, el segmento del eje de las abscisas incorporado entre los dos focos A y B es llamada la línea base. Dos puntos en un plano pueden ser los focos de la hipérbola los cuales constituyen un patrón de una familia de hipérbolas, con los mismos focos.

En un sistema de hipérbolas de focos compartidos, representando líneas geométricas que se diferencian una de otra por una cantidad constante, se puede observar que:

- a. Las hipérbolas cortan a la línea base en intervalos de distancia regulares;
- b. La distancia entre las dos hipérboles aumenta con el incremento de la distancia desde la línea base.

En realidad, las líneas de posición obtenibles de un sistema radioeléctrico hiperbólico de navegación. Un par de estaciones de radio sincronizadas ubicadas en los focos hiperboloides, cada una puede acompañarse de una o más estaciones sincronizadas formando una cadena hiperbólica. El observador está en uno de los hiperboloides corvados que son producidos por los dos pares de estaciones de radio. Con las mediciones hechas a bordo, el observador puede determinar su posición identificando las hipérbolas distribuidas sobre las cartas o a partir de las tablas especiales construidas para dicho propósito.

#### 6.2.5 Métodos para determinar líneas de posición de ondas electromagnéticas (EW LOPs)

Una línea de posición (LOP) de una onda electromagnética puede ser producida por la medida directa o indirecta de:

- a. La distancia
- b. La diferencia entre distancias.

Las medidas que dimensionalmente expresan una distancia son en realidad obtenidas por la transformación de dos posibles y diferentes tipos de medidas:

- a. Diferencia de fase;
- b. Diferencia de tiempo.

#### 6.2.6 Medidas de diferencias de fase

Las diferencias de distancias o las distancias pueden ser determinadas por la medida de la diferencia de fase.

a. Medidas de distancias:

Considerando A, un punto en la superficie de la tierra por el que las coordenadas son conocidas en un sistema de referencia dado, con una estación que emite una constante onda electromagnética con frecuencia  $f$  y en un punto genérico P, un receptor apropiado capaz de medir la diferencia entre las fases de onda electromagnética tiene, constantemente, el conocimiento de las posiciones de A y P.

Para hacer esto posible, se necesita que el receptor tenga un oscilador de frecuencia estable que genere ondas sincronizadas con la estación emisora.

De esta forma, suponiendo conocidas las condiciones de propagación en el medio que separa la estación del receptor, es posible conocer, constantemente, la fase de la onda de radio en la estación A y de hacer una comparación con la fase de la onda de radio entrante en el receptor.

De la medición de esta diferencia de fase es posible obtener la distancia entre la estación transmisora y el receptor a menos múltiplos de  $2\pi$  (o de  $360^\circ$ ). La posición de línea relacionada a la tierra es representada por la circunferencia teniendo A en el centro y la distancia calculada para el radio.

Definiendo una senda (o "lane" o corredor o pasillo) como el espacio entre dos LOPs con una fase de diferencia de  $360^\circ$ , en este caso se representa por el área circular entre las dos circunferencias. Por lo que, comenzando por la estación de transmisión, cada punto es igual al alcance de las ondas correspondientes a la línea de cruce con una anchura igual al alcance de la onda.

Los errores de medición se expresan en centilanes o cels (centésimo de corredor o senda)

b. Medidas de diferencia de distancias:

Dado que A y B son transmisores de onda de radio de la misma frecuencia, colocadas en puntos sobre la superficie de la tierra con coordenadas conocidas; en P un receptor capaz de recibir separadamente las señales que vienen de las dos estaciones y de calcular, al mismo tiempo, la diferencia de fase de las dos ondas de radio entrantes. Exceptuando los múltiplos de  $2\pi$  (o de  $360^\circ$ ), dichos valores permiten al receptor obtener la diferencia de las distancias que hay entre las estaciones A y B.

Partiendo de una hipérbola, es la línea de puntos con diferencia constante de distancias de dos puntos fijos (llamados focos) resulta que en cada punto sobre dicha hipérbola será medida la misma diferencia de fase.

Es posible concluir que una medición de la diferencia de fase define una línea hiperbólica de posición.

Un receptor es capaz de medir en una senda solo el valor absoluto de la diferencia de fase, de  $0^\circ$  a  $360^\circ$ , esto envuelve ambigüedad, ya que tal diferencia es positiva por un lado de la hipérbole y negativo por el otro.

Las técnicas apropiadas aseguran que los lados de las hipérbolas son siempre positivos. La diferencia de fase es generalmente expresada en centésimo de senda (cels).

La identificación, entonces, de la senda, para la que la diferencia de fase es medida, hace esencial saber la senda en la que el receptor está posicionado cuando se inicializó el trabajo, el propósito es de regular el control especial (contador) que cambia numéricamente los registros de paso de una senda (corredor 0 "lane) hacia una nueva.

### 6.2.7 Medidas de diferencia de tiempo

Las medidas de diferencia de tiempo abarcan las mediciones de los intervalos temporales delimitados por dos instantes, que son grabados uno tras el otro, y la diferencia entre dos de estos intervalos temporales.

Las dos formas de interpretar esta cantidad, permiten la determinación de dos tipos de mediciones: de distancia y de diferencia de distancias.

#### a. Medición de distancia

La distancia es obtenida por la medición del tiempo que pasa entre la transmisión de una estación transmisora de posición conocida en un instante conocido y el instante en el que la señal alcanza el receptor.

Lo que conecta la medición de este intervalo de tiempo a la distancia es la velocidad de la propagación de las ondas electromagnéticas. Por lo que, la habilidad de predecir las anomalías de propagación define la capacidad del sistema de posicionamiento.

#### b. Medición de la diferencia de distancias:

Dos estaciones transmisoras A y B se colocan en posiciones de coordenadas conocidas.

Los pulsos desde las dos estaciones llegan secuencialmente al receptor, con las apropiadas técnicas, es posible medir la diferencia de tiempo entre la llegada de las señales. Es claramente una función de la diferencia de distancia del receptor de las dos estaciones.

La medición de la diferencia de tiempo está hecha en ambos lados de la hipérbola, causando una ambigüedad, ya que el receptor no es capaz de establecer cual de los dos pulsos llega primero. Para eliminar esto, la transmisión de los pulsos no es simultánea pero es hecha a intervalos de una cantidad constante (código de retraso).

## 6.3 Sistemas acústicos

Los sistemas de posicionamiento acústico fueron originalmente desarrollados en los Estados Unidos para apoyar los estudios de investigación submarinos en los 1960s. Desde entonces, dichos sistemas han jugado un rol importante en proveer posicionamiento para cuerpos remolcados, ROVs y en muchas fases de la industria costera de hidrocarburo, desde la exploración inicial hasta el desarrollo del campo de explotación y su mantenimiento. Los más recientes desarrollos y los mejoramientos técnicos también han visto que está siendo usada con propósitos militares.

El posicionamiento acústico es capaz de dar una repetición posicional muy alta sobre un área limitada, hasta en distancias grandes de la costa. Para muchos usuarios la capacidad de repetición es más importante que la exactitud absoluta, aunque con el surgimiento de los GPS y de la tecnología GPS/INS ahora es posible lograr una alta precisión.

Desarrollos de los GPS modernos, como el DGPS, WADGPS, y el RTKGPS pueden haber reducido el uso de los sistemas acústicos en áreas como las operaciones de levantamiento sísmico y seguimiento sísmicos en cadena. Conociendo, Sin embargo, el posicionamiento relativo se equipara (cuando el equipo anclado o posicionado en forma dinámica), en rastreo ROV etc. El posicionamiento acústico sigue siendo una técnica importante. Además, en áreas donde la actividad solar (más pronunciada alrededor del ecuador magnético y en las regiones Polares) puede causar interferencia al DGPS un sistema acústico puede dar un refuerzo útil para el GPS.

Los sistemas de Posicionamiento Acústico miden distancias y direcciones a emisores que están desplegados en el fondo marino o colocados a los ROVs y a los cuerpos remolcados. La exactitud lograda dependerá de la técnica usada, el alcance y las condiciones ambientales. Puede variar de unos pocos metros a unos pocos centímetros.

Los sistemas de posicionamiento acústico, producidos por algunos fabricantes están generalmente disponibles en las siguientes bandas de frecuencia “estándar”

<u>Clasificación</u>	<u>Frecuencia</u>	<u>Rango Máximo</u>
Baja Frecuencia (LF)	8-16 kHz	>10 kms.
Frecuencia Media (MF)	18-36 kHz	2 - 3½ kms.
Frecuencia alta (HF)	30-64 kHz	1500 mts.
Frecuencia Extra alta (EHF)	50-110 kHz	<1000 mts.
Frecuencia Muy Alta (VHF)	200-300 kHz	<100 mts.

### 6.3.1 Técnicas acústicas

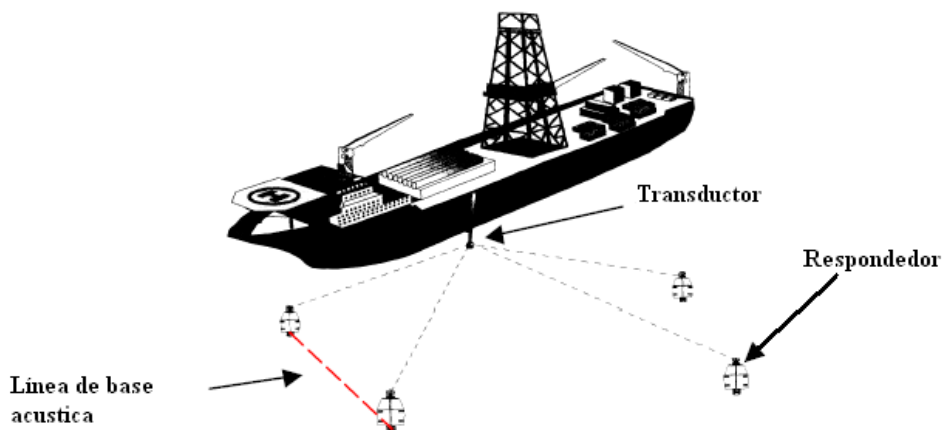
Existen 3 técnicas primarias utilizadas en los sistemas de posicionamiento acústico, de Línea de base Larga, Línea de Base Corta y de Línea de Base Súper o Ultra corta con algunos sistemas híbridos modernos utilizando una combinación de estas técnicas.

#### 6.3.1.1 Método de Línea de Base Larga (LBL)

Los sistemas acústicos LBL proporcionan la fijación precisa en un área amplia al medir desde una nave, un sensor remolcado o un objetivo móvil, a tres o más respondedores ubicados en posiciones conocidas del fondo marino. Los respondedores (transponders) son interrogados por un transductor fijado al buque sobre la superficie. Las líneas que vinculan pares de respondedores son llamadas bases o **líneas de base** y pueden variar su longitud de 50 m. hasta 6 km. Dependiendo de la profundidad del agua, la topografía del fondo marino, la frecuencia acústica utilizada y las condiciones ambientales.

El método LBL da control local exacto y alta capacidad de repetición. Si hay redundancia, es decir, 3 o más líneas de posición, la calidad de cada posición fija también puede ser calculada.





**Fig. 2.21 “Medición de Línea de Base Larga”**

#### Calibración de los sistemas LBL

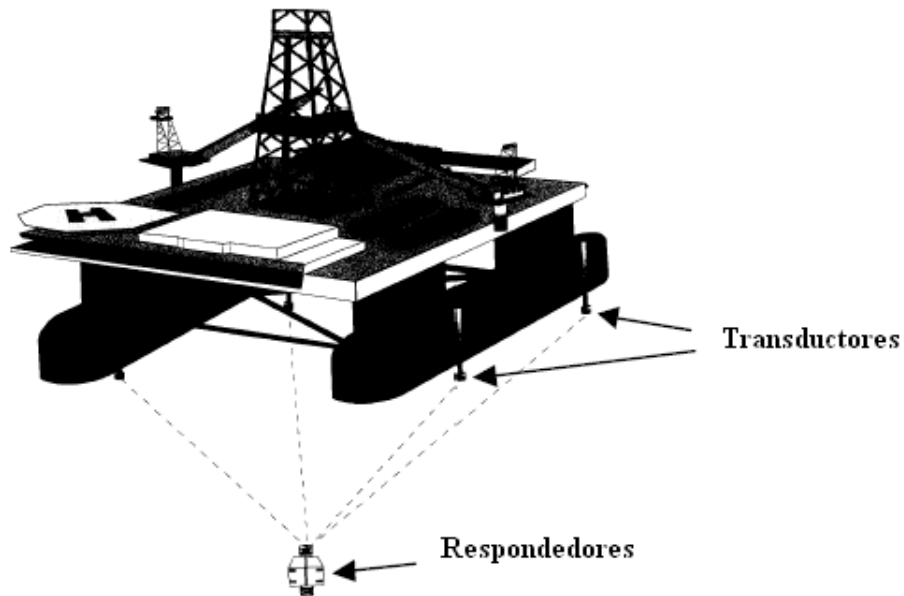
Los reflectores activos del fondo marino no pueden ser fijados o desplegados tan exactamente como los sistemas de base terrestre. Una vez colocados, sin embargo, un patrón de respondedores debe ser fijado relativamente a cada uno y luego vinculados al datum geodésico en uso. Lo último se logra usualmente usando un GPS y el proceso de calibración generalmente cumple tres pasos:

- Geometría relativa.** El posicionamiento relativo es logrado al nominar uno de los respondedores como el origen del arreglo de respondedores desplegados en el fondo marino y define la orientación a un segundo respondedor al determinar la dirección hacia el mismo. Para ello la embarcación navega recorriendo aleatoriamente el área cuidando de cruzar ortogonalmente al menos una vez cada línea, juntando varios grupos de distancias indicadas. Estas distancias pueden ser procesados para fijar las posiciones relativas de los respondedores del fondo marino por la trilateración y ajustes rigurosos.
- Orientación:** El proceso de orientación incluye la navegación con rumbo constante a lo largo de tres trayectorias con separaciones entre  $90^\circ$  a  $120^\circ$ , tomando la posición sincronizada (acústico – GPS) en puntos bien separados a lo largo de cada recorrido. El efecto de la corriente marina es cancelado por las alteraciones de curso y la red es alineada con el norte como lo definen las posiciones GPS o por el girocompás de la nave.
- Posicionamiento absoluto:** Esto es logrado al unir sincronizaciones de posiciones GPS con la red acústica desplegada por las posiciones GPS.

#### 6.3.1.2 Método de Línea Base Corta (SBL)

Los métodos SBL reemplazan las líneas de base largas formadas entre los respondedores del fondo marino con las líneas de base entre los puntos de referencia en el casco de la embarcación en superficie. Ej. El marco coordenado está ahora fijado a la nave en vez de al fondo marino. Tres o cuatro transductores separados por distancias de 10 a 100 metros están acomodados al casco de la nave y conectados a un procesador acústico de la nave.

Los blancos de referencia o posiciones submarinos están marcados con emisores acústicos, las transmisiones de los mismos son recibidos por los transductores montado en el casco. Las señales de retorno – junto con el conocimiento del buque en superficie en la columna de agua – se pasan al procesador central, donde se calcula la separación horizontal entre la nave y el emisor. Así como con el método LBL, las observaciones redundantes son usadas para estimar la calidad de la exactitud de la posición sincronizada.

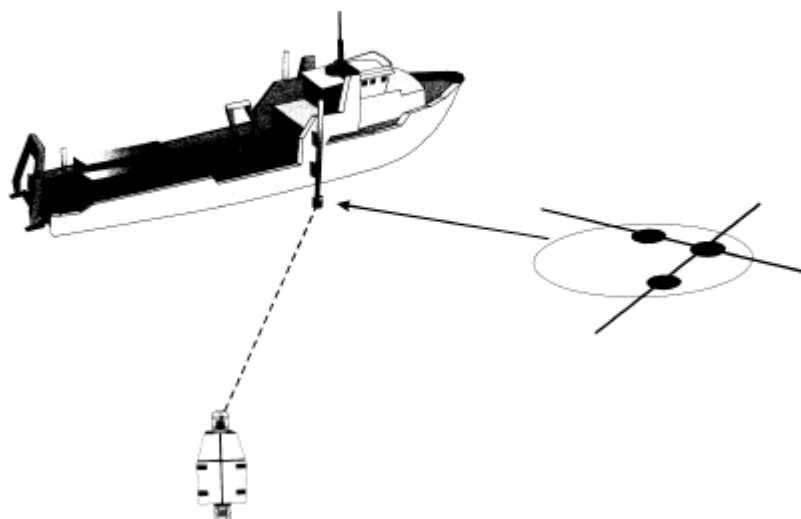


**Fig. 2.22 “Medición de Línea de Base Corta”**

La posición de los respondedores a bordo de la nave puede ser determinada exactamente durante la instalación. La dirección de la nave y las mediciones de cabeceo y bando tienen que ser hechas durante la operación y como siempre se requiere un buen conocimiento de la velocidad del sonido.

### **6.3.1.3 Método de Línea de Base Ultra o Súper Corta (USBL o SSBL)**

En el sistema USBL los 3 ó 4 respondedores montados en el casco de un sistema SBL se cambian por una unidad de casco sencilla que comprende un arreglo de transductores. Las técnicas de comparación de fase son utilizadas para medir el ángulo de llegada de una señal acústica en los planos horizontal y vertical. Entonces, un emisor aislado localizado en el fondo marino o en el objetivo móvil (Ej. Un cuerpo sonar remolcado) puede ser fijado al medir su distancia y orientación con respecto al blanco.



**Fig. 2.23 “Medición de línea de base ultra corta”**

El método USBL provee una referencia posicional simple para embarcaciones dinámicamente posicionada (DP) y también es conveniente para rastrear cuerpos remolcados y ROVs.

Aunque son más convenientes de instalar, un transductor USBL requiere del ajuste y calibración cuidadosos. Se requiere de una referencia de compás y la medida de soporte debe ser compensada para permitir que el cabeceo y el bandeado de la embarcación y por los efectos de refracción en la columna de agua. Al contrario de los métodos convencionales LBL y SBL, no hay información redundante en los sistemas USBL estándar desde los que la exactitud de posición puede ser estimada y la exactitud es normalmente fijada entre 0.5 y 1% del máximo de las distancias inclinadas medidas.

#### **6.3.1.4 Sistemas combinados**

Estos sistemas combinan los beneficios desde los métodos antes descritos para dar una posición muy confiable con un buen nivel de redundancia. Los sistemas combinados vienen en algunas variedades:

- Línea de base larga y ultra corta (LUSBL)
- Línea de base larga y corta (LSBL)
- Línea de base corta y ultra corta (SUSBL)
- Línea de base larga, corta y ultra corta (LSUSBL)

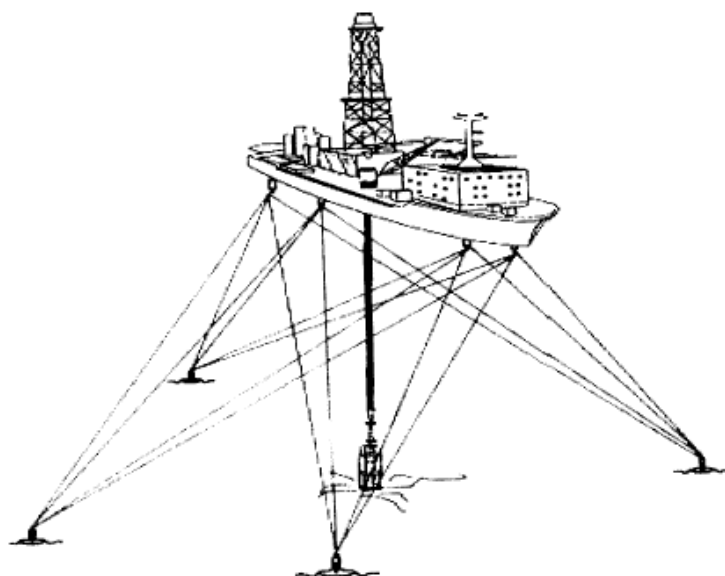


Fig. 2.24 “Sistema combinado (LSUBL)”

### 6.3.1.5 Sistemas multi-usuario

Los sistemas de multi usuario se requieren cuando más de una embarcación está trabajando en proximidad cercana y desea usar el mismo sistema acústico, ej., una nave de perforación en un campo petrolero puede tener una chalupa de construcción, una chalupa de bomba y una nave soporte ROV en el mismo lugar, todas en la estación sostenida para fines de Posicionamiento Dinámico (DP). Esto quiere decir que es significativa la posibilidad de “contaminación acústica”. Las siguientes soluciones a este problema están operativas o bajo desarrollo (2004):

- Sistemas de interrogación de emisor “Maestro” aislado en el fondo marino.
- Embarcación de superficie maestra con sincronización de radio telemetría para otras embarcaciones.
- Más canales dentro de la misma banda a través de las técnicas de procesado de señal.
- El uso de diferentes bandas de frecuencia para operaciones diferentes.

### 6.3.2 Principios de medición

#### Medición de Distancia

- a. Si el rango de inclinación ( $R$ ) está determinado al interrogar un respondedor y  $\theta$  se conoce entonces:

$$R = \frac{ct}{2} \text{ y la distancia horizontal (Y) se puede determinar por } Y = R \operatorname{sen} \theta$$

- b. Si el respondedor es reemplazado por un emisor (pinger) inteligente, la distancia de inclinación directa no puede ser obtenido y la profundidad debe ser conocida para calcular la distancia horizontal:  $Y = D \tan \theta$ .
- c. El conocimiento del buque de superficie ( $VS$ ) ( $c$ ) permite que  $\theta$  sea determinado al medir las diferencias en tiempo de llegada de las señales entre los hidrófonos 1 y 2 (Fig. 2. 25 y 2.26). Por lo que la medición angular entre un transductor/hidrófono y un emisor puede ser determinada.

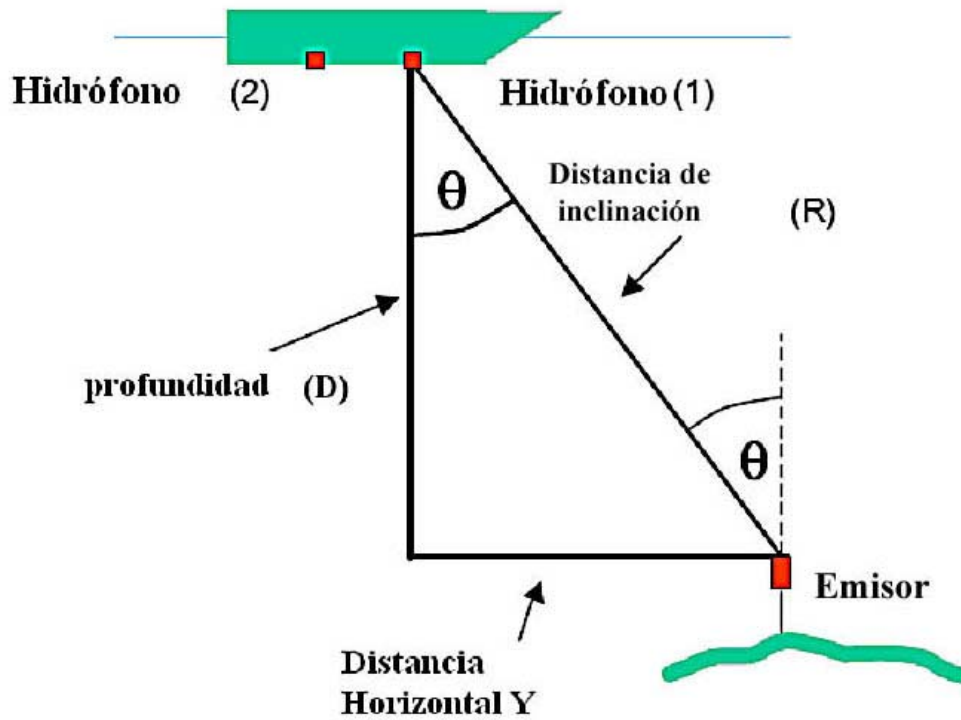


Fig. 2.25 "Determinación de la Distancia"

Medición Angular

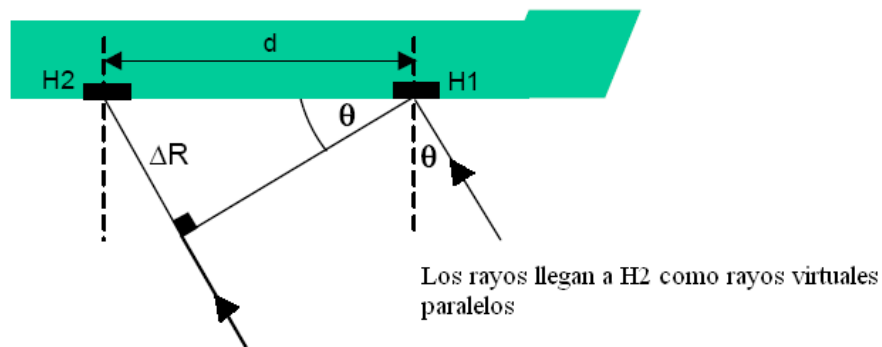


Fig. 2.26 "Medición angular"

- La Velocidad de Sonido dada es conocida  $\Delta R = c\Delta t$  y  $\text{sen}\theta = \frac{c\Delta t}{d}$

Donde

$c$	=	Velocidad del Sonido
$\Delta t$	=	Diferencia del tiempo de llegada de la señal a H1 y H2
$d$	=	Distancia entre los transductores/hidrófonos

- Un tercer transductor montado sobre una línea perpendicular a H1 y H2 permite determinar el rumbo hacia el emisor.
- Cuando una embarcación está directamente sobre un respondedor, dos hidrófonos en el mismo eje reciben señales en fase. Esta es una técnica usada en posicionamiento dinámico, donde cualquier cambio en la estación es percibida por señales que llegan fuera de fase.

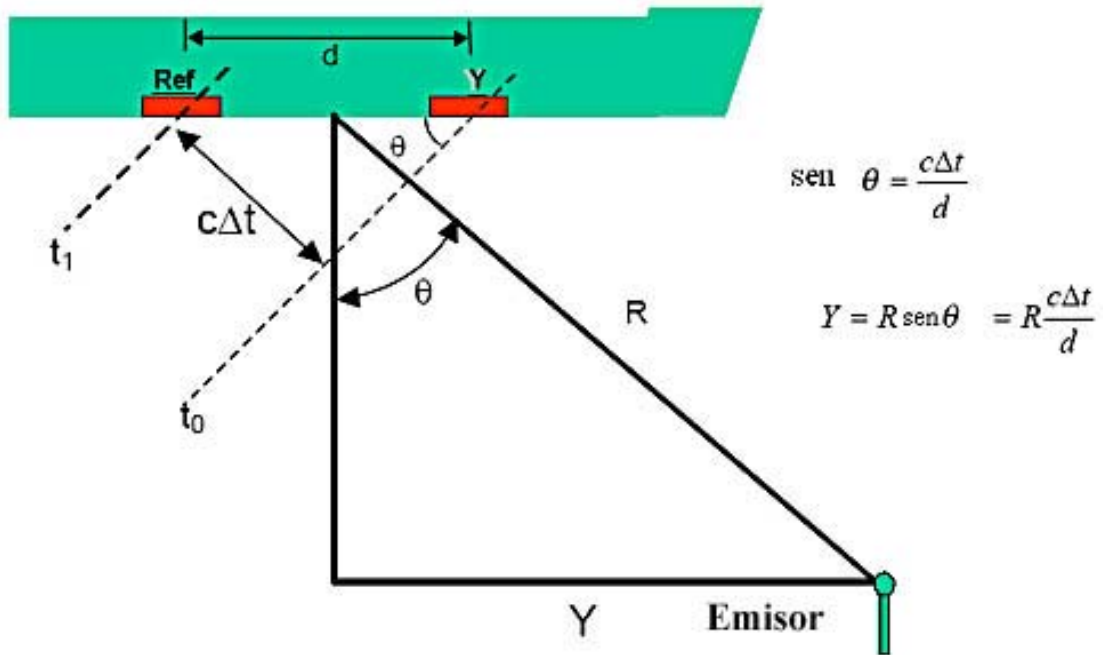


Fig. 2.27

### Cálculo de posición de dos planos

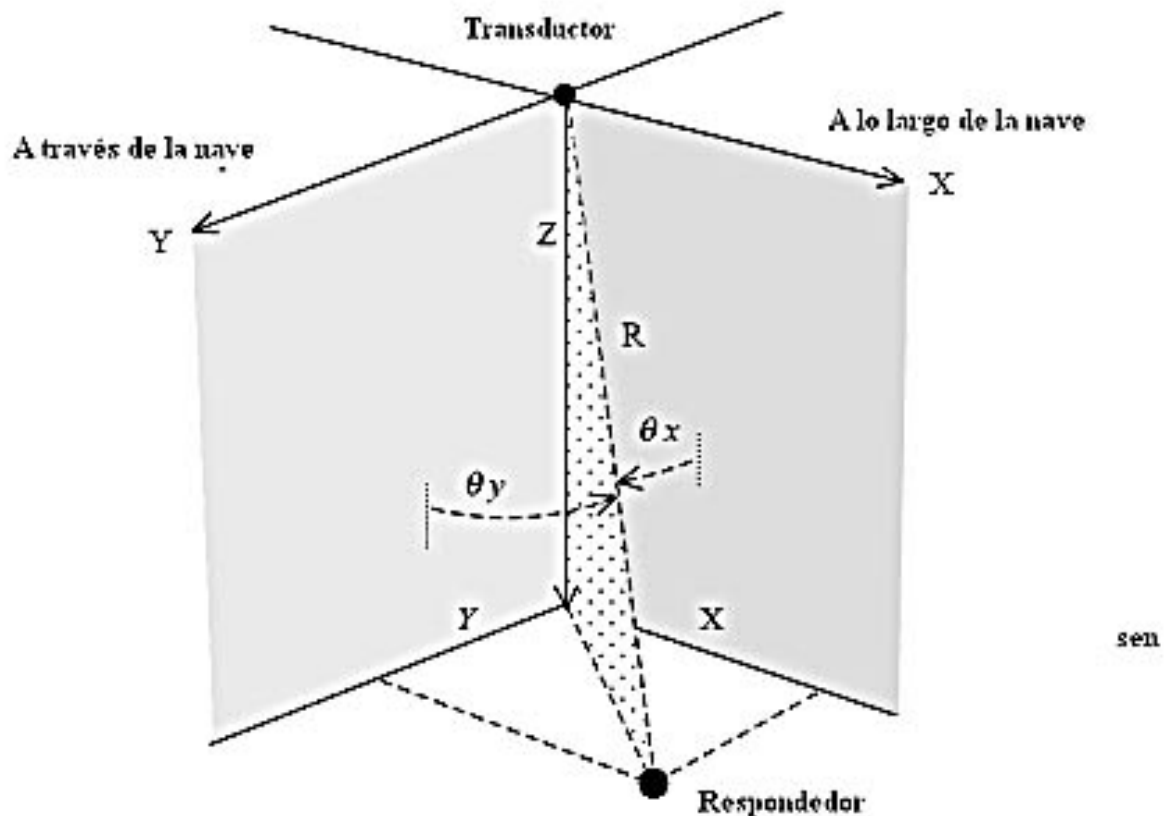


Fig. 2.28

$$X = R \operatorname{sen} \theta_x \quad Y = R \operatorname{sen} \theta_y \text{ y por lo tanto} \quad z = R(1 - \operatorname{sen}^2 \theta_y - \operatorname{sen}^2 \theta_x)^{1/2}$$

Nota: La posición aparente requiere el ajuste para:

- Cabeceo y bandeo.
- Alineamiento del hidrófono (en la instalación).
- Compensación del hidrófono (cantidad fija).
- Compensación del respondedor (cantidad fija).

La coordenada Z es calculada por los datos acústicos, por lo tanto la información de profundidad puede ser usada para mejorar la exactitud de la posición bajo condiciones de inclinación termal. La exactitud de posicionamiento es considerada ser mejor que 1% de rango inclinación.

#### 6.3.3 Exactitud y fuentes de error

La exactitud total de una indeterminación circular dependerá de

- La exactitud con la cual está establecida la posición del arreglo de respondedores con respecto al datum geodésico.
- La determinación y la supresión de los efectos polifásicos (reflexiones). Esto se nota particularmente en la región de las estructuras fijas como las plataformas de producción y es peor para los sistemas SSBL y SBL que para los sistemas LBL.

- c. La exactitud de la determinación de la velocidad del sonido, gradiente de velocidad y valor de la refracción.
- d. La frecuencia usada. La exactitud aumenta cuando la frecuencia aumenta pero a expensas del rango y de la potencia necesitada.
- e. La indeterminación de la geometría y hasta cierto punto de la topografía del fondo marino, Ej. Si hay o no “una línea de visión” entre los respondedores.
- f. La sofisticación del sistema de procesado y del software usado.
- g. Los errores en la medición de tiempo debiendo a la presencia del ruido en las señales recibidas. El ruido puede ser:
  - Ruido del Ambiente (NA): Olas, viento, lluvia, vida marina.
  - Ruido propio (NS): Propulsión, maquinaria, corriente
  - Ruido de reverberación (NR): Volumen de reverberación, superficie marina, estructuras del fondo marino.

La señal para el promedio de ruido (SNR) =  $E-N$

Donde  $E = SL - TL$   
 $N = 20 \log_{10} NT$

y  $NT = (NA^2 + NS^2 + NR^2)^{1/2}$

### 6.3.3.1 Estructura de la velocidad del sonido

El mar no es un medio uniforme e isotrópico por lo que la velocidad del sonido en el agua es afectada por cambios de temperatura (factor dominante), la salinidad y la profundidad. El valor principal de SV (Velocidad del sonido) en el mar aumentará aproximadamente como sigue:

- En 4½ m/s para cada 1°C de aumento en la temperatura.
- En 1.21 m/s para cada parte por mil de aumento de la salinidad.
- En 1 m/s para cada 60 metros de aumento en la profundidad.

Todos los sistemas requieren de un conocimiento preciso del promedio de la velocidad del sonido preferiblemente el conocimiento del perfil de velocidad (SV). Esto es usualmente obtenido al usar una sonda TSD (Temperatura, Salinidad, Profundidad) independiente o un perfilador de velocidad.

## 6.4 Técnicas ópticas

Los siguientes párrafos contienen solamente un resumen corto de los métodos tradicionales empleados en la draga, y en levantamientos de canal y puerto. La mayoría de ellos no se utiliza más debido al empleo de las técnicas de GPS diferenciales, sin embargo son aún válidos. El capítulo 7 contiene una explicación más detallada de estos métodos para el levantamiento hidrográfico.



#### **6.4.1 Posicionamiento por línea de referencia (Sondeo de cable)**

El estudio de sondeo con cable es usado cuando se carece de otros sistemas; se necesita una línea de etiqueta mantenida en tensión desde un operador quien mantiene el extremo del cable anclado en la playa.

En la nave otro operador desenrollará la línea con un remolque, siempre manteniendo la tensión. Luego, a velocidad baja, la nave comienza la línea de sondeo (generalmente perpendicular a la playa) conducida por un operador que revisa la dirección seguida por unos ángulos fijos planeados en el círculo de reflexión (o sextante) o con otro método visual.

#### **6.4.2 Posicionamiento de resección del sextante (Intersección Inversa)**

Este sistema necesita dos operadores con círculo de reflexión (o sextante) en la embarcación.

Ellos miden la diferencia del acimut de los puntos seleccionados durante el planeamiento. Cada posición durante el levantamiento es la intersección entre dos LOPs; un sondeo entonces es asociado a la lectura de dos diferencias de acimut.

#### **6.4.3 Posicionamiento por triangulación/intersección (Intersección directa)**

La intersección directa garantiza precisiones más grandes, pero necesita dos operadores en el campo y un sistema confiable de comunicación en la nave.

El primer operador, a través de un sextante o un teodolito, guía la nave a lo largo de la línea, comunicando por radio cualquier ajuste necesario, mientras que el segundo, usando una estación total, determina los ángulos y distancias de la nave en intervalos de tiempo establecidos.

#### **6.4.4 Posicionamiento de distancia-acimut (Sistema mixto óptico y electromagnético)**

Es un método que permite generar una posición a través de una intersección ortogonal entre dos Líneas de Posición (LOPs). Un distanciómetro (EDM) y un teodolito (o estación total), que observa la nave, son utilizados para el posicionamiento.

## REFERENCIAS

- |  |   |  |
|--|---|--|
| Luciano Surace                             | <i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali”</i> 1998           | Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998   |
| A. Cina                                    | <i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i>                   | Celid, Prima edizione – 2000   |
| L. Costa                                   | <i>“Topografia”</i>   | Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001   |
| IHO  | <i>“Hydrographic Dictionary”</i> S-32   | International Hydrographic Organization, Monaco, 5 <sup>th</sup> edition – 1994  |
| IHO  | <i>“IHO Standards for Hydrographic Survey”</i> S-44                           | International Hydrographic Organization, Monaco, 5 <sup>th</sup> edition – 2008  |
| USACE                                      | <i>EM 1110-2-1003</i><br><i>“Hydrographic Surveying”</i>                      | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 January 2002   |
| USACE                                      | <i>EM 1110-1-1004</i><br><i>“Geodetic and Control Surveying”</i>              | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 June 2002  |
| USACE                                      | <i>EM 1110-1-1003</i><br><i>“NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 July 2003  |
| USACE                                      | <i>EM 1110-1-1005</i><br><i>“Topographic Surveying”</i>                       | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994   |
| NOAA<br>Melvin J. Umbach<br>Rockville, Md. | <i>“Hydrographic Manual”</i>  | U.S. Department of Commerce<br>National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)<br>National Ocean Service (NOS),<br>Fourth Edition 4 <sup>th</sup> July 1976 |

Admiralty	<i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i>	Hydrographic Department Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970)
Simo H. Laurila	<i>“Electronic Surveying in practice”</i>	John Wiley & Sons, Inc New York (USA), January 1983
Börje Forssell	<i>“Radio navigation system”</i>	Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991

## BIBLIOGRAFÍA

Luciano Surace	<i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali”</i> 1998	Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998
A. Cina	<i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i>	Celid, Prima edizione – 2000
L. Costa	<i>“Topografia”</i>	Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001
Romagna Manoia G.	<i>“Manuale di Idrografia per la costruzione delle carte marine”</i>	Accademia Navale di Livorno, terza edizione – 1949
II 3100.	<i>“Manuale dell’Ufficiale di Rotta”</i>	Istituto Idrografico della Marina, Genova, Quinta edizione – 1992 / Prima ristampa – 1998
NorMas FC 1028.	<i>“Norme di Massima per i Rilievi Idrografici”</i>	Istituto Idrografico della Marina, Genova, Seconda edizione – 1978
Admiralty	<i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i>	Hydrographic Department Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970)
IHO	<i>“Hydrographic Dictionary”</i> S-32	International Hydrographic Organization, Monaco, 5 <sup>th</sup> edition – 1994
IHO	<i>“IHO Standards for Hydrographic Survey”</i> S-44	International Hydrographic Organization, Monaco, 5 <sup>th</sup> edition – 2008
USACE	EM 1110-2-1003 <i>“Hydrographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 <sup>st</sup> January 2002
USACE	EM 1110-1-1004 <i>“Geodetic and Control Surveying”</i> 1 <sup>st</sup> June 2002	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
USACE	EM 1110-1-1003 <i>“NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 <sup>st</sup> July 2003
USACE	EM 1110-1-1005 <i>“Topographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994

NOAA Melvin J. Umbach Rockville, Md.	<i>“Hydrographic Manual”</i>	U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) National Ocean Service (NOS), Fourth Edition 4 <sup>th</sup> July 1976
NOAA	NOS Hydrographic Surveys <i>“Specifications and Deliverables”</i>	U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) National Ocean Service (NOS), March 2003
Luigi Sinapi	<i>“Lezioni di Idrografia teorica ed operativa”</i>	Napoli, A.A. 2002/2003
Simo H. Laurila	<i>“Electronic Surveying and Navigation”</i>	John Wiley & Sons, Inc New York (USA), 1976
Simo H. Laurila	<i>“Electronic Surveying in practice”</i>	John Wiley & Sons, Inc New York (USA), January 1983
Börje Forssell	<i>“Radio navigation system”</i>	Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991
Alam E. Ingham	<i>“Sea Surveying”</i>	John Wiley & Sons, Inc New York (USA), July 1974

---