

## CAPÍTULO 6 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

### 1. INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista hidrográfico, el Levantamiento Topográfico consiste de una serie de actividades llevadas a cabo con el propósito de describir la composición de aquellas partes de la superficie de la tierra que sobresalen del agua. Incluye el relieve de la costa y la ubicación de accidentes y características naturales o artificiales permanentes.

Tal información es obtenida en parte al determinar la posición de los puntos del terreno, que permiten obtener su forma, como así también los detalles de los accidentes a ser mostrados, permitiendo su ubicación y descripción en la carta. Otros tipos de datos incluyen los procesos de sensor a distancia de la información fotogramétrica aérea, y otros sensores aerotransportados o productos de imagen satelital. En estos casos es necesario crear puntos de control de campo para ajustar la información al marco de referencia en uso.

El término topografía a menudo tiene otras aplicaciones, por ejemplo en oceanografía se utiliza para representar superficies del fondo marino o límites de algunas características de las masas de agua. Todos estos significados comparten una descripción externa común de superficies que cubren un cuerpo físico.

Este capítulo maneja los métodos aplicables a la descripción de rasgos costeros como parte de los levantamientos hidrográficos, particularmente en relación a la apariencia del terreno y de la ubicación del detalle. Incluye la delineación costera y la posición de las localidades, generalmente relacionados con la línea de la pleamar para los levantamientos marinos, la información de estas áreas va desde esta línea hasta la línea de la bajamar, así como también los rasgos costeros evidentes que permiten al marino posicionarse relativamente cerca de los peligros de la costa.

Excepto en los puertos y en áreas costeras, donde las operaciones o los proyectos son planificados o se espera que sean retomados, es necesario hacer las observaciones detalladas de las formaciones de costa por los métodos de levantamiento topográfico.

En algunos casos, muchos de los levantamientos topográficos pueden ser retomados vía procesos fotogramétricos. En esos levantamientos el apoyo se logra dándole posición a detalles del terreno que pueden ser identificados en las imágenes. Adicionalmente es necesario agregar información que pueda dar una interpretación apropiada de la estructura de los rasgos costeros.

En los levantamientos de costa topográficos es esencial también ubicar todas las ayudas a la navegación dentro del área de estudio; si son necesarias, la red de control geodésica vertical y horizontal debe ser hecha más densa. En todos estos casos, es básico que el sistema de referencia para las coordenadas de levantamiento topográficas, el control geodésico y las ayudas a la navegación (estaciones de referencia, luces, faros, etc) sea consistente con el sistema de referencia utilizado para el resto del levantamiento hidrográfico. Esta es una precaución fundamental para el marino, quien se ubica con el uso de las ayudas al navegante y otros detalles de costa, para poder confiar en las profundidades de cada posición en la carta.

Este capítulo tratará primero con los métodos aplicados al levantamiento sobre el terreno, luego con el ámbito de la percepción remota desde los procesos fotogramétricos hasta el tratamiento de imagen satelital.

Excepto para reiterar algunos principios, que son considerados esenciales, se asume que el lector ya revisó el capítulo 2 (Posicionamiento) donde los casos relacionados con las coordenadas en el esferoide y el plano, los métodos de control horizontal y vertical y el equipo y los métodos de posicionamiento son tratados con mayor profundidad.

## 2. TOPOGRAFÍA, DELINEACIÓN DE LA COSTA Y AYUDA AL POSICIONAMIENTO DE NAVEGACIÓN

### 2.1 Especificaciones

2.1.1 Todos los trabajos deben asumir, como mínimo, las especificaciones contenidas en la publicación S-44 (Estándares para el Levantamiento Hidrográfico de la OHI), particularmente aquellas relacionadas al capítulo 2.

2.1.2 En la Tabla 1 de la S-44, los errores respecto de la posición para otros importantes detalles y rasgos costeros se espera se encuentren bajo los siguientes límites:

	Especial	ORDENES 1a y 1b	ORDEN 2
Posicionamiento de ayudas a la navegación fijas y topografía de interés para la navegación (95 % de Nivel Confidencia)	2 m	2 m	5 m
Posicionamiento de línea de costa y topografía de menos interés para la navegación (95 % de Nivel Confidencia)	10 m	20 m	20 m
Posición media de ayudas a la navegación flotante ( 95 % Nivel de Confidencia)	10 m	10 m	20 m

2.1.3 A través de verificaciones debe confirmarse que el sistema de referencia utilizado para todos los puntos de apoyo es el mismo. La verificación debe incluir un análisis de los registros y cuando existan dudas, se debe incluir la revisión del campo.

2.1.4 Para revisar las precisiones de posicionamiento, una rutina estricta de comparación entre los detalles de punto de control obtenidos físicamente y las coordenadas suministradas debe ser instituida, esto evitará que la situación de las coordenadas de circuitos cerrados de medida regresen al mismo punto de control que está siendo utilizado exclusivamente; en su lugar, otras formas de asegurar la consistencia esperada debe ser incluido. Por lo tanto, al menos una conexión que asegura la transferencia de las coordenadas de un punto de control a otro debe ser incluida en las mediciones aplicadas.

2.1.5 Cuando los servicios de satélite son utilizados (GNSS) para fines altimétricos, se debe asegurar que, además de la precisión del proceso que está siendo usado, las correcciones entre las alturas por encima del esferoide de referencia utilizada y el nivel del mar son lo suficientemente exactos para cumplir los requerimientos de la S-44. el principal propósito de esta precaución es el de cumplir los requerimientos directamente asociados con los niveles de mar, aguas de consumo o tomas artificiales, estudios de proyectos de costa, control de terreno para la fotogrametría, estudios de puertos, etc.

Las excepciones de estos requerimientos son los estudios que se dirigen a mostrar la línea de costa desde el mar, el posicionamiento del nivel del mar para objetos evidentes o las alturas de las luces, señales, faros donde los errores de  $\pm 0.3$  m son permitidos para grupos de señales (líneas guía) y hasta de  $\pm 0.5$  m para una señal aislada u objeto. En el caso de los puntos de control del terreno dirigidos a definir la forma de la línea de costa, la tolerancia de error puede ser de  $\pm 0.5$  para el Orden Especial y de  $\pm 1$  m para los Ordenes 1 y 2, cuando la inclinación del terreno está por debajo al 10%. En inclinaciones más marcadas la tolerancia de error puede ser de hasta  $\pm 1$  m  $\pm 0.8$  iH, donde **H** es el error horizontal, que se muestra en la Tabla 6.1 y **i** es la inclinación (tangente de ángulo de elevación)

2.1.6 Los métodos principales para la línea de costa son:

- a. Cnemática en Tiempo Real con GNSS (RTK con GPS, etc);
- b. Intersección Inversa (EDOM, Sextante, teodolito, etc.);
- c. Poligonales (EODM, Estaciones Totales, nivel y mira (estadia), taquimetría o sextante y polo de 10')\*,
- d. Intersección (EODM, teodolito o sextante);
- e. Fotografía aérea;
- f. Mapas existentes.

*(\*) En las poligonales con sextantes y polo de 10', los ángulos horizontales están medidos por sextante (ver el punto 5.3.1 del capítulo 2) así como también las distancias con una mira (estadia) especial, donde un ángulo es convertido en una distancia (método paraláctico, con la medida entre las dos maracas separadas de una distancia conocida)*

2.1.7 Los métodos existentes utilizados dependen de la escala del levantamiento, el tiempo y el equipo disponible; es decir, los mapas existentes, donde los detalles pequeños puedan ser mostrados, podría ser utilizado para escalas de 1:50000 ó más pequeñas (1:100000). Similarmente se puede utilizar la fotografía aérea, pero se espera que dichas imágenes sean reducidas e interpretadas como sea necesario en la Oficina Hidrográfica Nacional (OHN).

La restitución fotogramétrica es un método apropiado también (derivado de la información aérea), pero es recomendable para complementar este proceso con los datos de terreno recolectados durante el reconocimiento del campo.

## 2.2 Métodos de posicionamiento y precisiones

### 2.2.1 GNSS (ver punto 6.1 en el Capítulo 2)

Los métodos que utilizan sistemas de navegación simples son solamente aplicables a los casos para los que, como se muestra en la Tabla 6.1, los errores de  $\pm 20$ m son aceptables. Teniendo particular cuidado, incluyendo un cálculo experimental de las correcciones obtenidas en los puntos conocidos antes y después de los períodos de levantamiento, omitiendo períodos de dos horas que contengan salida o puesta del sol, se puede aplicar a casos en los que, de acuerdo a la tabla anterior, se requiere de precisiones de  $\pm 10$ m a medida que el cálculo de dichos cálculos sean consistentes con los límites dados.

Los métodos que utilizan códigos observables en modo diferencial (DGPS, etc) con las estaciones de referencia en los puntos de control geodésico pueden ser usados para los casos que necesiten  $\pm 5$  m para las más altas precisiones. En los casos con más necesidad de exactitud (Ejm,  $\pm 2$  m en la Tabla 6.1), los procesos a utilizar deben ser de medida de fase de las ondas portadoras  $L_1$ ,  $L_1/L_2$ , etc.

En estos casos, los siguientes errores de vector posibles deben ser considerados:

TABLA 6.2		
LONGITUD DEL VECTOR	L1	L1/L2
Hasta 10 Km	$\pm 1 \text{ cm} \pm 1 \text{ ppm}$	$\pm 1 \text{ cm} \pm 1 \text{ ppm}$
De 10 a 40 Km	$\pm 1 \text{ cm} \pm 2 \text{ ppm}$	$\pm 1 \text{ cm} \pm 1 \text{ ppm}$
De 40 a 200 Km	N/A	$\pm 1 \text{ cm} \pm 1 \text{ ppm}$
Por encima de 200 Km	N/A	$\pm 2 \text{ cm} \pm 2 \text{ ppm} (*)$

(\*) Con períodos de tiempo apropiados, el equipo especial y el programa software, los errores pueden estar por debajo de  $\pm 1 \text{ cm} \pm 1 \text{ ppm}$ .

En relación a la Tabla 6.2, se debe notar que para el desarrollo esperado del GNSS esperado para 2005, se deberá considerar una actualización con la provisión en la banda adicional L<sub>5</sub> y a la recepción operacional completa compatible al GPS, GLONASS y al GALILEO.

Asimismo, el potencial en aumento de operación utilizando el modo cinemático de tiempo real (RTK) sugiere que su uso puede exceder las capacidades de levantamiento presentes y su uso para algunos controles de posicionamiento de terreno puede esperarse. Al presente (2004), estas técnicas pueden ser consideradas con errores de  $\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$ .

Además, en el desarrollo del GNSS, sin soportar lo anterior, los servicios de diferencia nuevos, adicionales a los que ya existen, son planificados para entrar en operación:

- Terreno – Sistemas de Corrección con Base en Tierra (GBASs) con transmisores de las estaciones terrestres cerca de los aeropuertos así como en otros sitios usados intensamente;
- Satélite - Sistemas de Corrección con Base Satelital (SBASs) con satélites recibiendo las señales de corrección diferencial de distintas estaciones y luego transmitiendo correcciones ajustadas. Una de las redes más completas programadas para estar en funcionamiento total para 2005 es la llamada WAAS (Sistema de Corrección de Área Amplia) patrocinada por la USFAA (Asociación de Aviación federal de Estados Unidos).

Algunos de estos servicios operan con distintas características, aunque se espera que aumenten en número y que introduzcan capacidades más grandes. Esta explotación ha generado la posibilidad de conducir más levantamientos sin la necesidad de establecer estaciones de referencia. Sin embargo, no es recomendable ser demasiado optimistas con su aplicación si no hay una estación de tierra cerca al sistema. Otro método es la implementación de redes de estaciones activas, cuya recepción es centralizada y transmite cálculos de efemérides precisos que son aplicables a una región en particular.

Regresando al equipo de código diferencial con las estaciones de base operando en puntos de control, hay algunos que, por el tratamiento del llamado “submétrico”, puede lograr errores en el orden de  $10 \text{ cm} \pm 10 \text{ ppm}$  sin usar estrictamente la fase portadora L de los transportadores y permite operar hasta distancias de base - móvil de hasta 10 Km.

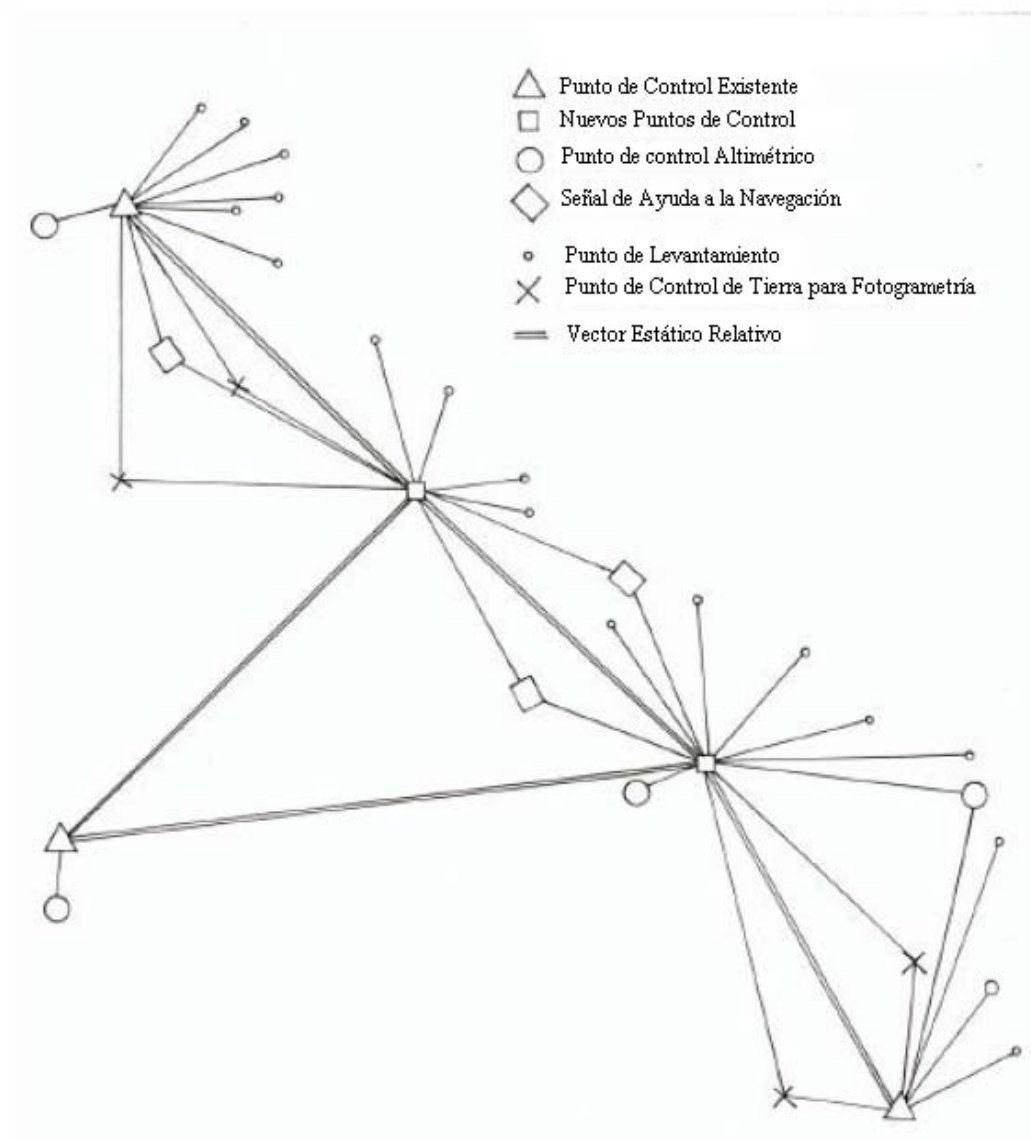
Existe una amplia variedad de equipo en oferta pero muy pocos cumplen con esos límites de error. Es, entonces, recomendable revisar los procedimientos con una prueba al estacionarlos en varias distancias de los puntos de control existentes para obtener una evaluación confiable.

Para el resto de este capítulo, se asume que el equipo utilizado esta midiendo las fases de las ondas portadoras (L<sub>1</sub> o L<sub>1</sub>/L<sub>2</sub>) con los límites establecidos en la Tabla 6.2 y el error de modo RTK ( $\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$ ) como se mencionó.

Idealmente, para llevar a cabo un levantamiento topográfico, todos los puntos deben ser estudiados desde las estaciones de base con las marcas de control. Donde quiera que los puntos de control no sean suficientes debe ser conveniente incrementar la densidad de estos. La Fig. 1 ilustra este plan, o sea de las marcas de la red existentes, los nuevos puntos de control son generados por los vectores GNSS usando los receptores geodésicos en un modo relativo estático. Para hacer las correcciones a las alturas geodésicas (sobre el esferoide), con el fin de obtener alturas sobre el nivel del mar promedio u otras asociadas a esta (ver capítulo 2), es necesario atarlas en puntos de control altimétricos.

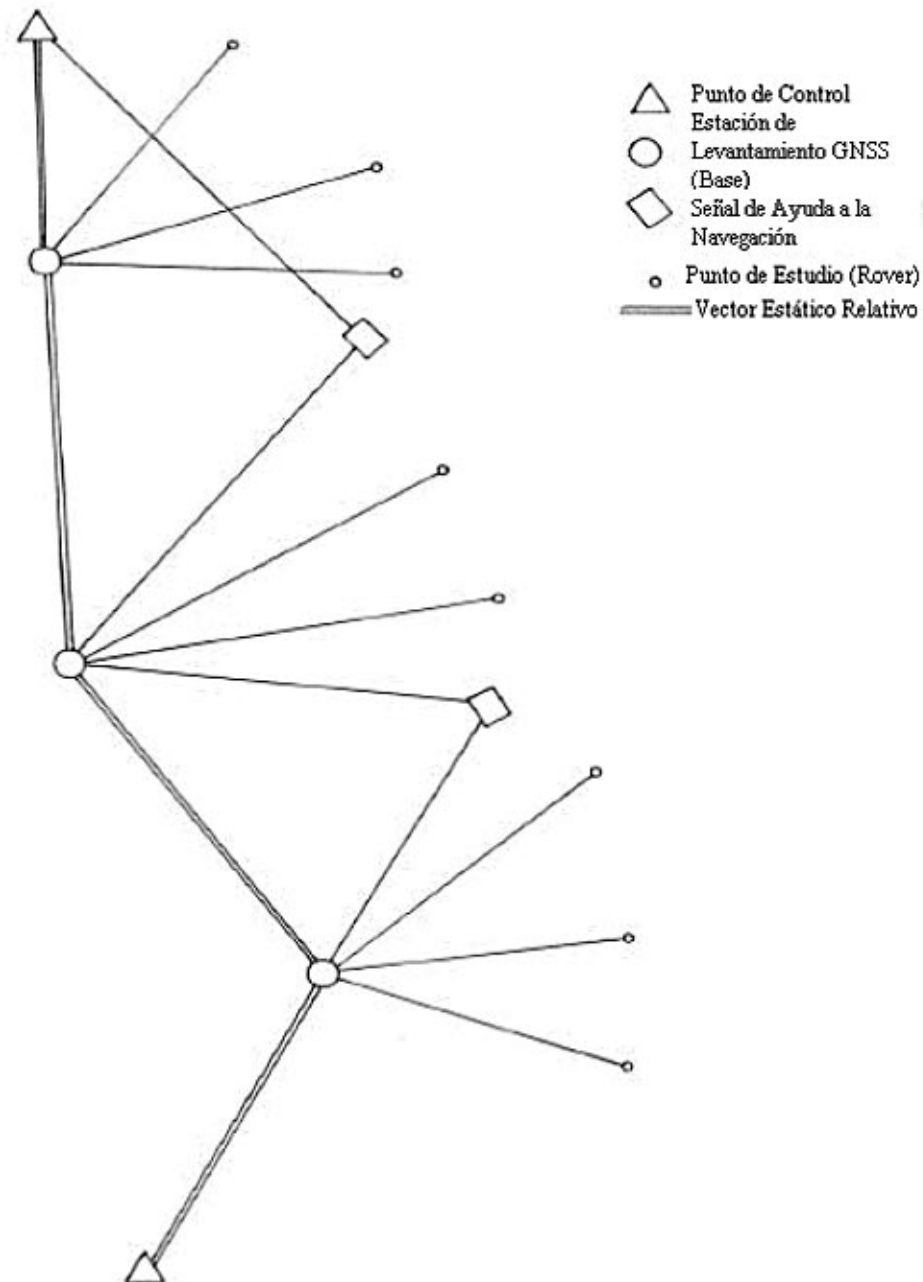
Es deseable que los puntos de control de terreno y las señales de ayuda a la navegación sean calculados, como mínimo, para los dos puntos de control. Métodos más rápidos como los modos de parar y seguir y de cinemática de tiempo real (RTK) puede ser aplicado para estos tipos de puntos de control y para los factores de terrenos estudiados, siempre que cumplan los requerimientos de la tabla 6.1.

Si, mientras se hace el levantamiento, surge la necesidad de generar puntos de control adicionales, deben ser obtenidas de dos puntos de control determinados anteriormente.



**Fig. 6.1**

La facilidad de crear nuevos puntos de control así como el costo de la construcción y la preservación de las marcas de nivelación, u otras marcas, es fijando la red para la monumentación mínima. En estos casos, las ilustraciones como en la figura 6.2 se pueden escoger.



**Fig. 6.2**

Además de servir como base de la recepción de referencia rover, las estaciones de estudio GNSS están conectadas entre si por el vector de medidas estático relativo, formando, como mínimo, una poligonal entre los puntos de control sin general monumentación adicional. En la mayoría de los casos, estos poligonales habrán sido medidos con los mismos instrumentos de medir los rasgos de levantamiento de tierra.

### 2.2.2 Triangulación (ver punto 3.2.1 en el capítulo 2)

Es una técnica basada en las mediciones angulares principales. Antes de la mitad del siglo XX, fue el método más común para establecer las redes de control geodésico y para el cálculo preciso de los puntos evidentes, las marcas y las ayudas a la navegación o los puntos de control fotogramétricos de terreno. Desde 1960 el equipo de Medida de Distancia Electrónica (EDM) o el de Medida de Distancia Electro-Óptico (EODM) han remplazado los métodos anteriores. Más recientemente han sido remplazados por los métodos de satélite particularmente desde la cobertura global permanente que fue establecida en el 1990.

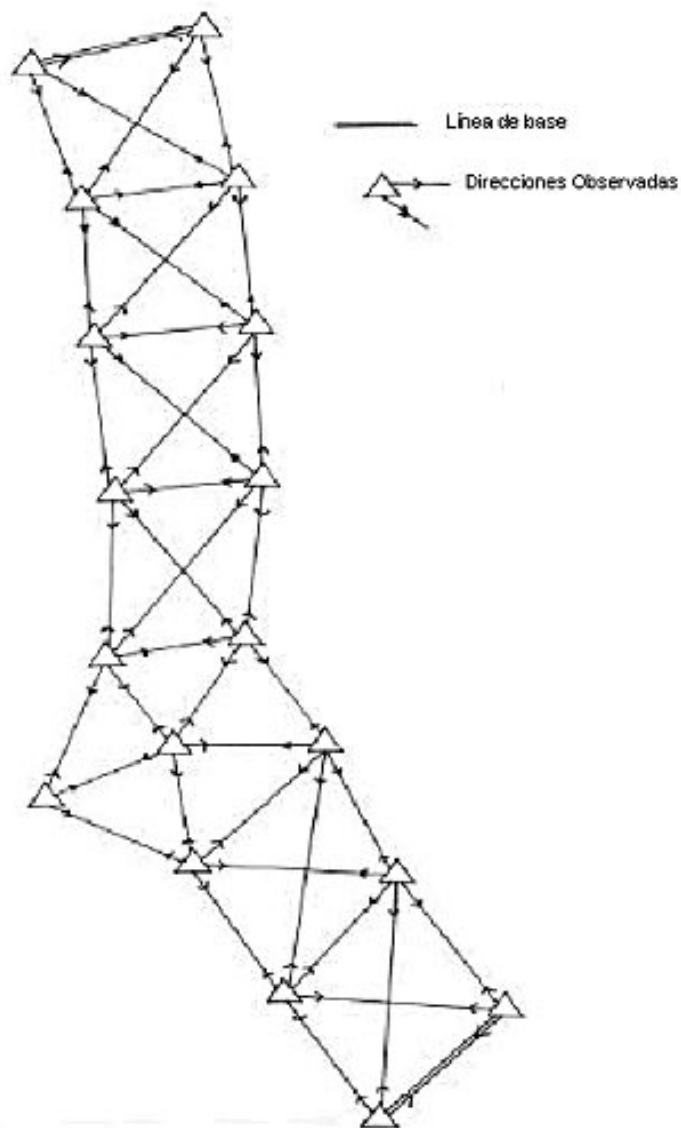
La forma más antigua de triangulación para propósitos hidrográficos consistía en una serie de observaciones como en la figura 6.3, con un número relativamente pequeño de lados medidos (líneas de base) y un gran número de medidas angulares, que se muestran aquí con las direcciones observadas. Dicho diagrama proporciona una gran cantidad de redundancia; cada cuadrilátero diagonal-doble tiene tres verificaciones creadas al sumar o restar valores. Sin embargo la escala de la red es determinada todavía por las líneas de base.

En los controles geodésicos desconectados antiguos, la posición y la orientación eran establecidas de las observaciones astronómicas de latitud, longitud y acimut en un datum. En la actualidad, si las marcas son usadas para este tipo de redes, es necesario revisar y recalculas con un GNSS para convertir las coordenadas es un sistema universal como el WGS84 (ver el punto 2.2.3 en el capítulo 2).

En general se debe notar que las distancias de la línea de base puede ser medidas con precisiones entre 1 ppm y 3 ppm, las direcciones desde  $\pm 0.5''$  a  $\pm 2''$ , y la transición de una base a otra (que es el contraste entre transfer de la base por el triángulo de la resolución y otra base medida) podría ser chequeada normalmente dentro de los 20 ppm y los 40 ppm.

Estas limitaciones deben ser tomadas en cuenta cuando se trate de ajustar una red de triangulación antigua a una presente con las observaciones del GNSS, con distancias de 200 o 300 km puede haber diferencias de varios metros (2 ó 3). Además de tolerar diferencias en ese orden, es necesario contar con una número suficiente de puntos comunes, bien distribuidos, a fin de que los algoritmos de transformación de datum permitan absorber las típicas distorsiones de las redes antiguas (ver capítulo 2).

Sin respaldar el concepto anterior, se debe evitar la densificación por los GNSS de datums con coordenadas fijas calculadas de triangulaciones anteriores; estos casos frecuentemente llevan a distorsiones y a impresiones en los resultados finales. Si no se puede evitar debido a la necesidad de mantener las coordenadas de un datum anterior, será necesario adoptar estrategias de cálculo muy particulares y las limitaciones de los valores obtenidos deben ser planteadas con anterioridad.



**Fig. 6.3**

Una red de control con las características de la Figura 6.3 tenía, en general, lados con longitudes de entre 15 a 25 Km, 18 km en promedio, con errores de cierre de triángulo de  $\pm 1''$  a  $\pm 2''$ ; esto se llamó triangulación de primer orden. La siguiente densificación tenía lados más cortos (de 10 a 15 km) con errores de cierre desde  $\pm 2''$  a  $\pm 4''$ ; estos fueron llamados triangulación de segundo orden. También hubo triangulación de tercer y de cuarto orden con lados más cortos y más altas tolerancias  $\pm 5''$ , para la triangulación de tercer orden, y de  $\pm 10''$ , para la triangulación de cuarto orden. La Tabla 6.3 detalla los valores típicos y los aspectos de estas órdenes.



Tabla 6.3

CARACTERÍSTICAS DE MEDIDAS DE TRIANGULACIÓN					
ORDEN	LONGITUD DE LOS LADOS (Km)	ERROR TÍPICO DE LECTURA DIRECTA DEL TEODOLITO (") (*)	NÚMERO TÍPICO DE REITERACIONES (*)	ERROR TÍPICO DE DIRECCION (")	TOLERANCIA DE ERROR DE CIERRE DE TRIÁNGULO (")
1ro	De 15 a 25	De 0.1 a 0.2	De 9 a 18	De 0.1 a 0.5	De 1 a 2
2do	De 10 a 15	1"	De 6 a 9	De 1 a 2	De 2 a 4
3er	De 5 a 10	De 1" a 10"	De 4 a 6	De 2 a 3	5
4to	De 2 a 10	10"	De 2 a 4	5	10

(\*) Ver el punto 5.3.2 en el capítulo 2

Para cada orden de trabajo, las coordenadas de las órdenes más altas fueron tomadas como coordenadas fijas y generalmente las líneas de base y las estaciones astronómicas fueron exclusivamente para las dos órdenes más altas.

En el trabajo de orden más bajo, era normal seleccionar unos pocos puntos de orden más alto a la vez, como en la Figura 6.4 a la izquierda; aunque en algunos casos para el control de la densificación se llevó a cabo la selección de las redes de un gran número de puntos con observaciones de lados más cortas (Fig. 6.4, derecha), particularmente donde quiera que las torres de triangulación hayan sido retiradas. Estas torres fueron utilizadas para elevar la línea de visión sobre los árboles, los rasgos topográficos y otros obstáculos que interfieren en las observaciones. Obviamente su retiro presentó grandes vistas a ser conducidas que llevaron a este tipo de solución.

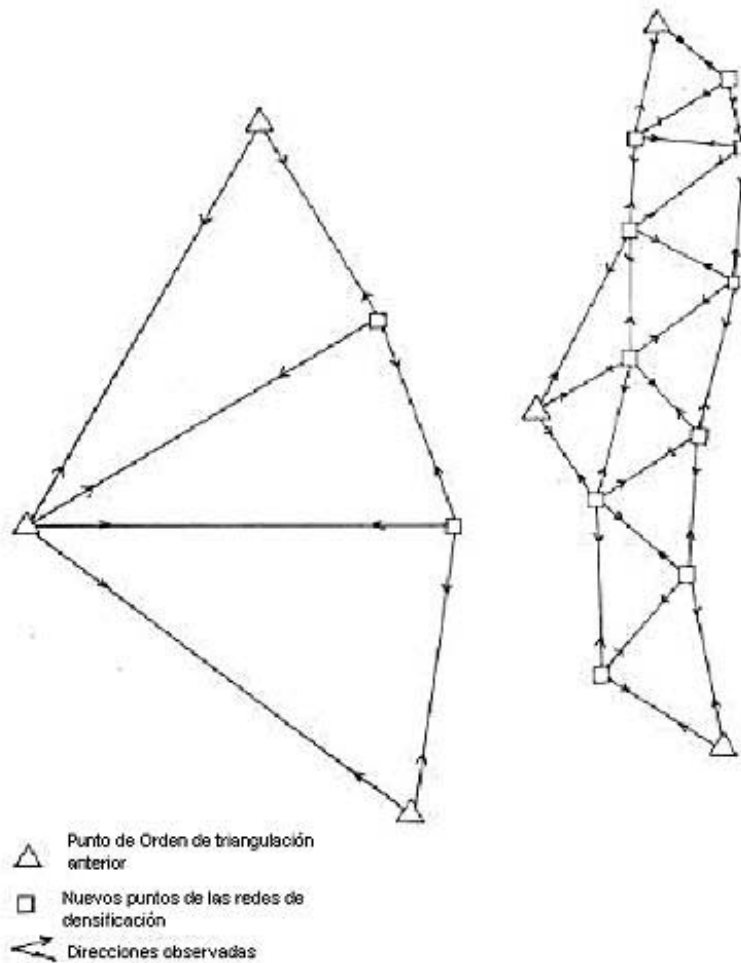


Fig. 6.4

En algunos casos, en el levantamiento hidrográfico, el término *triangulación* ha sido utilizado para describir los puntos de estudio con una triangulación con luces de bengala por intersección (ver 2.2.4). Estas antorchas fueron bajadas con paracaídas verticalmente sobre el punto donde se iban a ubicar y, mientras se quemaban, las direcciones serían observadas simultáneamente desde los puntos de control; esto fue hecho hacia los puntos costeros que necesitaban ser estudiados, ya que muchos no eran visibles. Fueron también utilizados globos, luminosos o movibles y señales elevadas para los mismos propósitos.

El término triangulación se ha utilizado también cuando se miden los ángulos a los puntos de control con un sextante, algunas veces en combinación con las observaciones de dichos puntos. El uso exclusivo de las observaciones de los puntos a ser calculados es tratado como una resección en el punto 2.2.4.

Aunque estas técnicas de estudio se están haciendo obsoletas gracias al uso de otros métodos modernos de más respuesta, son efectivas todavía.

Uno de los problemas típicos de la triangulación es la dependencia de propagación de errores con las formas de la figura, por la que el error del resultado (posiciones) no solo se debe al error de las mediciones, si no que está también relacionado con la geometría de la red. Este problema es tratado para los casos particulares en el punto 2.2.4 aunque admite generalizaciones más generales. Por ejemplo, una cadena simple de triángulos equiláteros es más rígida que una cadena con ángulos desiguales. También, una cadena compuesta por cuadrados con dos diagonales es más rígida que una cadena con rectángulos o trapecios con diagonales similares.

### 2.2.3 Poligonal (Ver del punto 3.3.1 al 3.3.4 del capítulo 2)

Antes de la década del 1950-1960, el uso de distancias combinadas y direcciones fue restringido a áreas pequeñas pero luego, con el desarrollo de el equipo EDM y EODM, las redes más grandes con lados más largos (5, 10, 15, 20,... km) pudieron crearse. Como se dijo al comienzo del punto 2.2.2, estas técnicas substituyen la triangulación.

Por algún tiempo (alrededor de 1960) una nueva técnica basada en medidas de lados exclusiva (trilateración) (ver el capítulo 3.2.2 en el capítulo 2) fue considerada pero fue rechazada rápidamente, principalmente por la falta de revisiones internas. Para aclarar este concepto, un triángulo simple tiene una condición de cierre angular mientras que un trilátero de la misma forma no tiene forma de ser revisado; un cuadrilátero con dos diagonales y todas sus direcciones medidas, como se dijo en el punto 2.2.2, tiene cuatro condiciones de cierre mientras que la misma figura de trilateración geométrica con sus seis lados medidos tiene sólo una verificación. Esta ventaja de la triangulación es limitada ya que el método necesita de las medidas de algunos lados (línea de base); sin embargo, la trilateración puede ser hecha sin observar los ángulos.

La combinación de ambas técnicas dio resultado a una solución apropiada, aunque algunas veces se le denomina triangulateración, aquí se llamará poligonal, aunque con frecuencia una poligonal puede ser una sucesión simple de ángulos y distancias medidas.

Una de las más importantes propiedades de las poligonales es que el error de propagación es independiente de la configuración; esto es que no se necesita un diseño complejo de red que envuelva geometrías o torres para facilitar ciertas líneas de visión. Desde un punto de vista práctico con este tipo de red, fue posible la uniformidad de los puntos de control con las estaciones de levantamiento o los requisitos de las ayudas a la navegación.

En general, se recomienda mantener un balance razonable entre las precisiones de ambos tipos de mediciones (direcciones y distancias) con el fin de mejorar la independencia de la geometría en relación a la precisión de los resultados. Una de las reglas aplicables es:

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

Donde  $\sigma_{DIST}$  es la desviación estándar de distancia especificada en la misma unidad como **DIST**, y  $\sigma_{ANG}$  es la desviación estándar de una dirección medida especificada en segundos sexagesimales. Entonces, para  $\sigma_{ANG} = \pm 1''$  las distancias requeridas son de 5 ppm (1/200000) y para  $\pm 4''$ , 25 ppm (1/40000) es suficiente.

Los errores angulares o de distancia requeridos nunca deben ser confundidos con las capacidades de resolución o de lectura de instrumentos. Las limitaciones del observador, las condiciones ambientales, las precisiones de corrección, el momento cuando las mediciones se hicieron, etc., deben ser también consideradas.

Por ejemplo, para una medida de distancia inclinada con un ángulo de elevación de  $20^\circ$  y 5 km de longitud, con una diferencia de error de elevación de  $\pm 0.5$  m, el error en su proyección horizontal se espera que sea:

$$0.5 \text{ m} \tan 20^\circ = 0.18 \text{ m}$$

Entonces, a pesar de haber sido medidos con el equipo EODM, cuyos errores pueden estar en el orden de  $\pm 1 \text{ cm} \pm 2 \text{ ppm}$ , y con el error de distancia inclinada de  $\pm 2 \text{ cm}$ , si es utilizada para transferir una posición horizontal, el error es de  $\pm 18 \text{ cm}$ .

Una distancia medida con el equipo EDM debe ser ajustada para condiciones ambientales (presión, temperatura, humedad).

La humedad es calculada de acuerdo a la presión y la temperatura con observaciones de bulbo seco o húmedo, es muy importante para las mediciones tomadas por los microondas. No debe tomarse ninguna medición con EDM en una atmósfera sobresaturada (lluvia, niebla, llovizna); con las mediciones de EODM la humedad no es tan importante, aunque se debe considerar el alcance luminoso utilizado. Las radiaciones LASER tienen una ventaja ya que estas son básicamente monocromáticas, es generalmente suficiente obtener los datos de presión y de temperatura. Para las distancias largas (de más de 5 km) se recomienda que los parámetros ambientales en ambos extremos de las distancias a ser medidas sean obtenidos y luego promediados.

Los fabricantes usualmente dan instrucciones para hacer las correcciones necesarias a sus equipos. En el EODM, los prismas del reflector deben ser usados con el equipo con el que la calibración fue hecha para evitar errores de medida en las distancias, algunas veces por encima de 1 cm.

En las distancias superiores a los 5 km se deben hacer correcciones para la curvatura de la tierra y de rayo. Tal corrección es:

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

Donde  $k$  es el coeficiente de refracción (relación entre el radio terrestre y el del rayo). En condiciones promedio es 0.25 para las microondas y 0.13 para las ondas luminosas. Es suficiente introducir su valor promedio aproximado como radio de la tierra.

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

La figura 6.5 ilustra los significados de  $D$  (la distancia medida) y  $S$  (la distancia reducida a una superficie de referencia). Esto es necesario para la corrección anterior y para la corrección de puntos de elevación, que se detalla a continuación.

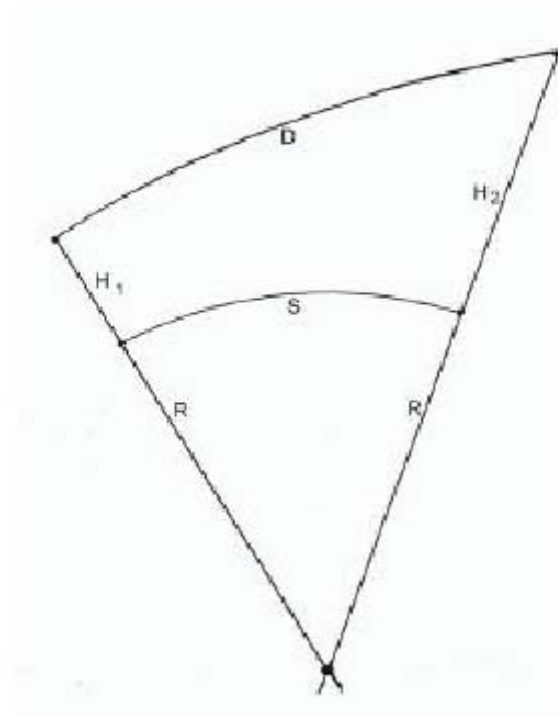


Fig. 6.5

Es importante notar que la corrección anterior para las curvaturas toma en cuenta el efecto geométrico de ambos arcos así como la influencia física producida como una consecuencia de la propagación del rayo a un nivel un poco más bajo que para las condiciones ambientales promedio en ambos extremos.

La corrección para la elevación del rayo y la inclinación es más importante. La expresión general es:

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

La forma en que dichas elevaciones son obtenidas, especialmente su diferencia  $\Delta H = (H_2 - H_1)$ , afectan el error de corrección. Al simplemente considerar el numerador:

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

Podemos deducir la influencia:

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

Mencionada anteriormente. Por lo tanto, el error de diferencia de elevación debe ser multiplicado por la inclinación,  $i = \tan \alpha$ , para obtener la influencia producida en el error de distancia corregido.

En los levantamientos topográficos es usual hacer cálculos en las coordenadas de plano; para este propósito, es necesario tener las correcciones aplicadas anteriormente a la proyección de plano. La forma en que este tipo de correcciones pueden ser calculadas se detalla en el punto 2.2.5.

La forma general y más correcta de calcular una red poligonal en el plano de representación es a través de un cálculo anterior de las coordenadas para cada punto nuevo comenzando con los valores de los puntos conocidos y de las observaciones no corregidas. Es necesario promediar algunos resultados obtenidos de diferentes puntos de arranque con observaciones adicionales redundantes. Cuando las coordenadas provisionales hayan sido aceptadas, las correcciones anteriores deben ser aplicadas y luego las ecuaciones de observación sean obtenidas también, las cantidades desconocidas de las que son las correcciones a las coordenadas, para conducir ajustes cuadrados al menos.

Si alguna observación excede los niveles de tolerancia (máximo el error admisible) los registros originales deben ser revisados, si no se encuentra la causa aparente relacionada al tipo de error se debe considerar la remediación.

En algunos circuitos poligonales un ajuste aproximado se puede lograr al distribuir el error de cierre del ángulo primero y luego el error de cierre de la coordenada proporcional a la longitud lateral o algún otro criterio lógico.

El error de cierre angular en poligonales debe ser menor que :

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

Cuando  $n$  es el número de estaciones angulares que construyen el circuito. En poligonales secundarias, con la intención de aumentar la densidad de los puntos de control, el error puede llegar a:

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

Cuando el propósito está limitado a las coordenadas fijas de los detalles costeros, las tolerancias más grandes pueden ser permitidas.

Los errores de cierre de las coordenadas no deben ser más que los valores establecidos en la Tabla 1 dependiendo del uso de la red, notando que las coordenadas de ajuste para los puntos intermedios tendrán errores en el orden de la mitad del error de cierre. Sin embargo, para las redes de control, los errores de cierre no deben ser mayores a  $\pm(0.2 \text{ m} + 10 \text{ ppm})$ , para las redes de apoyo los errores de cierre no deben ser mayores a  $\pm (0.2 \text{ m} + 10 \text{ ppm})$  en el apoyo primario y de  $\pm (0.5 \text{ m} + 100 \text{ ppm})$  para las estaciones secundarias para cumplir con los requerimientos del punto 2.1.2.

Cuando los errores son mayores a la tolerancia poligonal, hay métodos disponibles para ayudar a ubicar la fuente de error. Por ejemplo, cuando un error de cierre en coordenadas, no angular, es detectado, el acimut de cuadrícula del lado sospechoso se puede calcular a partir de las componentes del error de cierre en coordenadas. Sin embargo, si hay un error de ángulo mayor, los ángulos no deben ser ajustados, al calcular la poligonal en ambas direcciones, sólo en el punto afectado se encontrarán los valores de la coordenada aproximadamente.

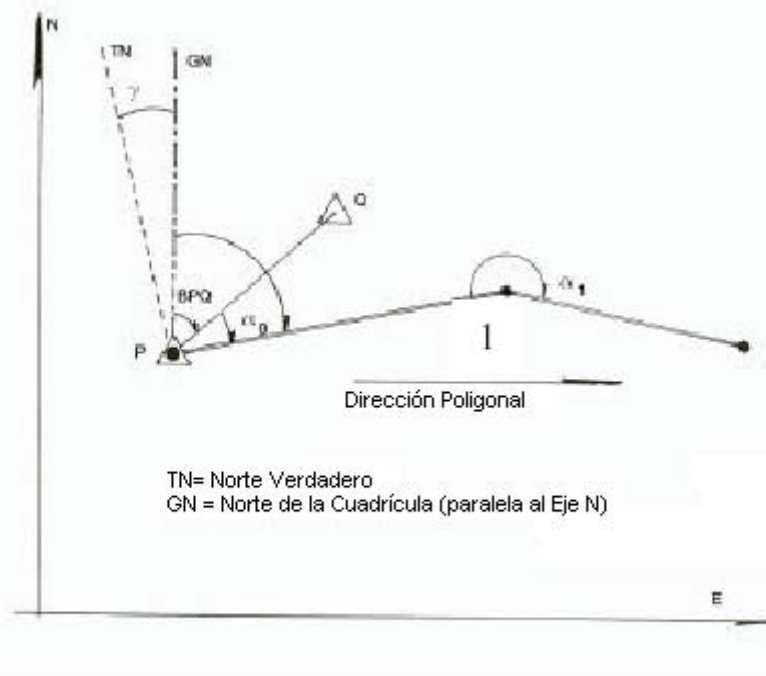
Cuando una red es compensada rigurosamente por mínimos cuadrados, a partir de coordenadas provisionales, a través de la matriz de varianza - covarianza, el proceso permita el cálculo de los errores de coordenadas ajustadas. Un cálculo similar en una poligonal puede no ser tan claro ya que los errores de cierre de las coordenadas son más generales. En dichos casos se puede estimar que los puntos del medio pueden tener error del orden de la mitad del de cierre, disminuyendo hacia cada extremo.

Los cálculos de los poligonales en las coordenadas planas son muy simples. El acimut de cuadrícula de arranque es obtenido de los incrementos en  $\Delta E$ ,  $\Delta N$ . Dos puntos de control cuyas coordenadas sin conocidas de antemano son representados como **P** y **Q** en la Figura 6. Entonces:

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

Donde los signos  $\Delta E_{PQ}$  y  $\Delta N_{PQ}$  (+/-) también difieren el cuadrante.

Si el acimut disponible estuviese referido al norte verdadero, en vez de a la cuadrícula, se debe tener en cuenta la convergencia meridiana  $\gamma$  ( la definición que es dada en el Anexo A), esto debe ser tomado en cuenta. Desde este punto hacia delante sólo las orientaciones de plano (marcación de cuadrícula) serán consideradas. Además, si una proyección Poligonal Mercator es usada, se asume que las correcciones a las observaciones (distancias y direcciones) para la representación del plano han sido hechas de acuerdo a las especificaciones en el punto 2.2.5.



**Fig. 6.6**

Regresando al cálculo de una poligonal, el acimut de cuadrícula del primer lado es obtenido al simplemente agregar el primer ángulo:

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

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

Y usando la siguiente forma general de transferencia de marcación:

El signo + es usado en caso de que la suma anterior ( $B_{P1} + \alpha_1$ ) sea menor a  $180^\circ$  y el signo - cuando sea superior. Este último es el caso más común.

Los aumentos en las coordenadas son obtenidos con las expresiones para convertir las coordenadas polares en las coordenadas de plano:

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

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

Se debe recordar que, en los casos de poligonales simples, antes de hacer dichas conversiones, es normal ajustar un ángulo al distribuir el error de cierre si está por debajo del nivel de tolerancia dado. En poligonales más complejas, los cálculos de las redes pueden ser suplementados con algoritmos relacionados a las intersecciones o resecciones de acuerdo a las descripciones en los puntos 2.2.4 y 2.2.5. Los requerimientos de ajuste mencionados anteriormente deben ser también considerados.

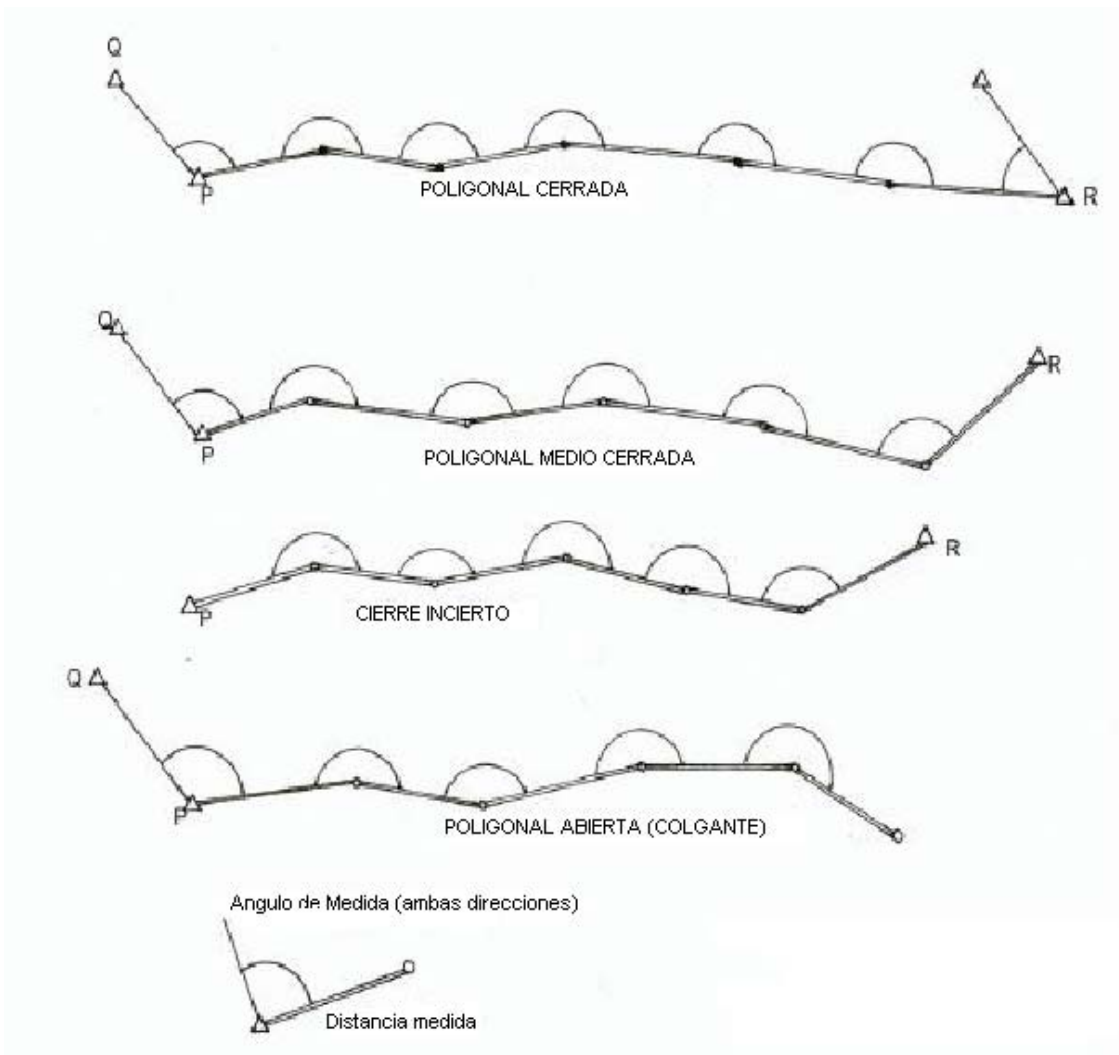
En relación a los ajustes, sus respectivos métodos no serán desarrollados más. Ya que se espera que estos procesos sean desarrollados en la OHN donde se tenga el software apropiado. Debe ser recordado, sin embargo, que los buenos resultados serán logrados sólo si las data es revisada en el campo para asegurar que los errores de cierre o el cálculo de coordenadas de punto llevadas a cabo por los diferentes métodos muestren una consistencia aceptable con las especificaciones anteriores.

Se considera que una poligonal simple está completamente cerrada si comienza de un par de puntos de control y termina en otro par. Existen entonces tres errores de cierre posibles disponibles: un error de cierre de ángulo y dos errores de cierre de coordenadas. Este caso es ilustrado al principio de la Figura 6.7; permite un ajuste angular inicial y una distribución subsiguiente de las diferencias en las coordenadas. Hay un caso especial de una poligonal cerrada simple que hace un circuito, comenzar y terminar en el mismo punto. Aunque puede ser revisado apropiadamente como se detalló anteriormente, no es recomendable conducir dichos métodos por las razones expuestas en el punto 2.1.5.

A una poligonal simple se le da el nombre de medianamente cerrada cuando desde el punto final de apoyo no ha sido medida una dirección a otro, esto significa que no es posible efectuar una verificación ni ajuste angular. Sin embargo, si los errores de cierre de las coordenadas son aceptables, una distribución similar como en el caso anterior puede ser llevada a cabo como se ilustra en el segundo caso de la Figura 6.7.

Se estima que una poligonal simple esté inciertamente cerrada cuando, aunque comience y termine en los puntos de control no hay dirección de medida final con una orientación. La única revisión es la de confirmar que la distancia medida entre los puntos de control **P** y **R** generados de las poligonales es muy consistente con la distancia calculada de sus coordenadas conocidas; ésta ilustrada en el tercer caso en la Figura 6.7. La manera más simple de calcular la distancia es al darle una orientación arbitraria o aproximada para el cálculo inicial y al rotar la orientación y ajuste de la longitud de acuerdo a las diferencias en el punto final.





**Fig. 6.7**

Se considera que una poligonal simple es abierta, no cerrada, o poligonal colgante sólo su comienzo desde los puntos conocidos pero termina en marcas desconocidas, entonces no se puede hacer el ajuste o la verificación de cierre; esta no es una configuración recomendada. Cuando es la única alternativa, se debe tener extremo cuidado y en la naturaleza temporal de los resultados siguientes debe ser claramente descrito.

Las poligonales están asociadas muy de cerca con las operaciones de nivelación trigonométrica. Estas consisten de una serie de medidas tomadas para determinar las diferencias en las elevaciones por los ángulos verticales. (ver el punto 4.2 en el capítulo 2).

La manera más precisa de obtener una diferencia trigonométrica de elevación consiste en medir la distancia directa entre los puntos y los ángulos verticales recíprocamente y simultáneamente desde ambas estaciones:

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

Donde (ver Figura 6.8):

- $i_1$  = altura del teodolito sobre la marca de nivelación en el punto 1;
- $s_1$  = altura de la señal (objetivo) sobre la marca de nivelación en el punto 1;
- $i_2, s_2$  = alturas de señal y de teodolito sobre la marca de nivelación en el punto 2;
- $D$  = inclinación y distancia elevada (ver Figura 6.5);
- $\Delta H_{12}$  = diferencia de elevaciones entre las marcas de nivelación 1 y 2.

Los ángulos de elevación ( $\alpha$ ) son positivos cuando están por encima del horizonte y son negativos cuando están por debajo del horizonte. En la Figura 6.8  $\alpha_1$  es el ángulo positivo y  $\alpha_2$  es el ángulo negativo. Es necesario para ambos ser simultáneamente medidos para el ajuste correcto de la curvatura del rayo, que cambia durante el día.

Una diferencia de elevación trigonométrica obtenida bajo estas condiciones puede tener un error de

$$\pm 0.01 \text{ m} \cdot K$$

Donde  $K$  es la distancia expresada en kilómetros, que es un error de 1 cm/Km.

Si la distancia de inclinación ( $D$ ) no ha sido medida y la distancia al terreno reducida al nivel de referencia, comúnmente el nivel del mar promedio, está disponible, que es el caso de la triangulación o intersección (ver Figura 5), la fórmula a ser aplicada es:

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

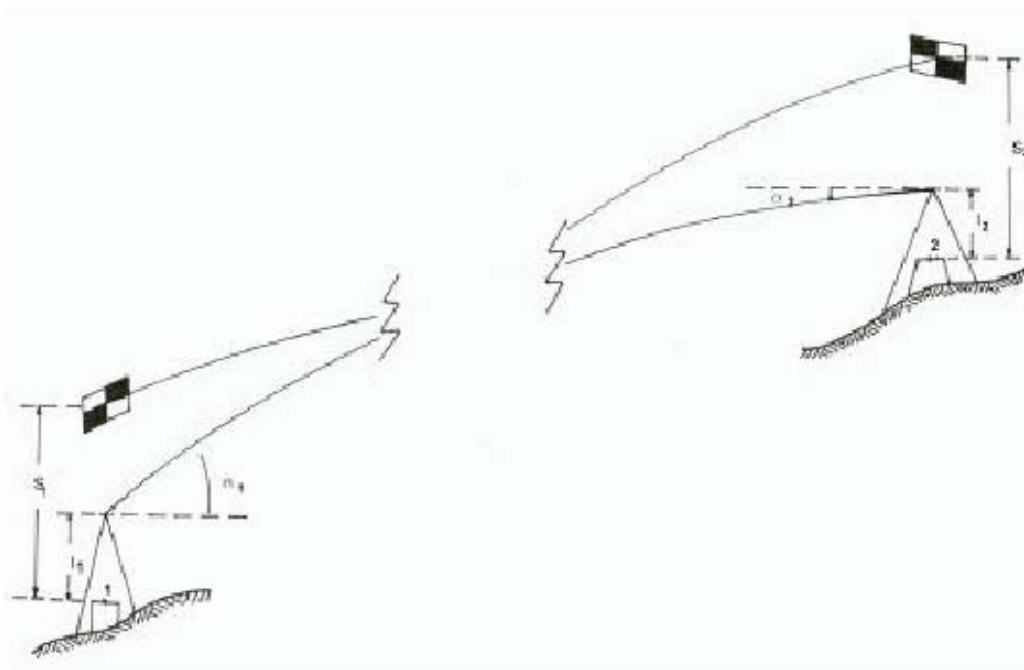


Fig. 6.8

Si el ángulo de elevación es conocido sólo en el punto 1, las formulas a ser aplicada son:

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

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

En las últimas tres formulas, **R** es el radio promedio terrestre, en principio 6371 Km, pero un valor relativo más correcto a la latitud y el acimut puede ser usado para el esferoide adoptado. Lo mismo es válido para la formula anterior para transferir **D** a **S** (ver Fig 6.5).

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

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

**Hm** es la elevación promedio

Si sólo **H<sub>1</sub>** esta disponible, se puede calcular como:

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

Donde  $\Delta H_{12}$  es obtenida por un proceso reiterativo que mejora el valor de **H<sub>2</sub>**.

El coeficiente **k** tiene el significado dicho anteriormente y puede ser considerado que tenga un valor de:

$$K = 0.13 \pm 0.05$$

Entonces el error de la diferencia trigonométrica no recíproca de elevación puede ser:

$$\pm (0.01 \text{ m } K + 0.004 \text{ m } K^2)$$

El uso de la nivelación trigonométrica es ideal para ambos, para reducir los lados resultados de las diferencias de elevación y la altura y para otros requerimientos altimétricos para sobrepasar las precisiones posibles.

#### 2.2.4 Intersección e Intersección Inversa

La forma más general de intersección es cuando las direcciones son observadas desde dos puntos de apoyo hacia una señal cuyas coordenadas sean requeridas. Las direcciones en la orientación significan que las direcciones son medidas desde las mismas estaciones a otros puntos conocidos, siendo posible obtener las marcaciones de cuadrículas de ambas direcciones. En algunos casos muy especiales estas son orientaciones astronómicas o giroscópicas; en dichos casos se requiere pasar desde el acimut verdadero al de cuadrícula, aplicando la convergencia meridiana, mostrada como  $\gamma$  en la Figura 6.6.

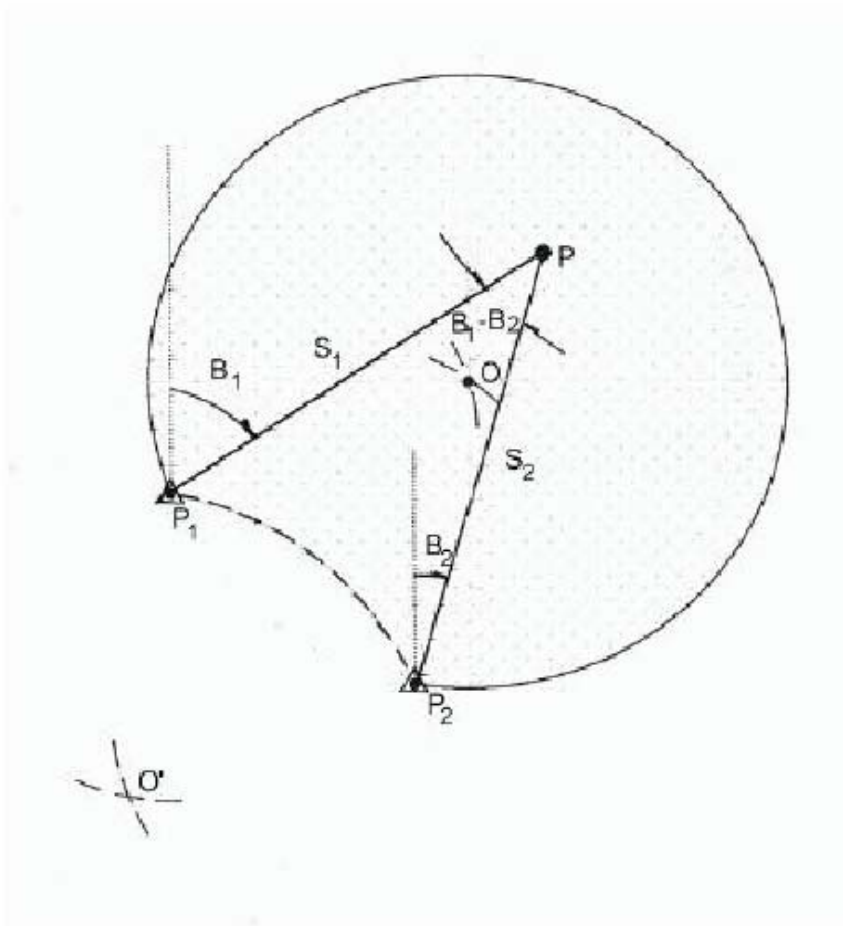


Fig. 6.9

La Figura 6.9 muestra un ejemplo de intersección típico. Se debe dejar claro que en algunos casos, especialmente en las distancias cortas, las direcciones reciprocas entre los puntos conocidos ( $P_1 - P_2$ ;  $P_2 - P_1$ ) son usados como el origen de las orientaciones de plano ( $B_1$ ;  $B_2$ ) al punto a ser determinado ( $P$ ).

Además de los errores de marcación de la cuadrícula que surgen principalmente de los errores angulares ( $P_1 - P_2$ ;  $P_2 - P_1$ ) y al ángulo entre estas direcciones, que es igual a la diferencia ( $B_1 - B_2$ ), contribuye a los errores en las coordenadas de  $P$ . la regla más simple es que el ángulo debe medir ente  $30^\circ$  y  $150^\circ$ . El área para esta condición está sombreada en la Figura 6.9 y corresponde a los límites de dos círculos centrados en  $O$  y  $O'$  que son obtenidos como los vértices de dos triángulos equiláteros con un lado común  $P_1P_2$ .

Fuera de esta área, los errores aumentan enormemente para alcanzar la indeterminación para  $B_1 - B_2$  cuando son iguales a  $0^\circ$  o  $180^\circ$ .

Otro caso de intersección es mostrado cuando las distancias son medidas desde  $P_1$  y  $P_2$  al punto a ser determinado ( $P$ ). Estas distancias ( $S_1$ ;  $S_2$ ) definen dos soluciones simétricas en relación al eje  $P_1 - P_2$ . para solucionar esta ambigüedad se debe conocer si  $P$  está en el lado izquierdo de  $P_1$  a  $P_2$  (este es caso en la figura), o en el lado derecho (un caso simétrico). Una solución alternativa es al notar, cuando se ven desde  $P$ , que es el punto conocido a la derecha o a la izquierda (en el caso de la Figura 6.9,  $P_1$  está a la derecha y  $P_2$  está a la izquierda).

Los algoritmos para hacer las correcciones al plano y obtener las coordenadas de  $P$ , tomando en cuenta los casos mencionados, se tratan en el punto 2.2.5.

En los casos de intersección, las direcciones (líneas rectas) o distancias (arcos), las mejores soluciones son obtenidas cuando el ángulo de cruce ( $B_1 - B_2$ ) tiende a los  $90^\circ$ . En estos casos la elipse de error tiende a ser un círculo. Estrictamente hablando, tomando en cuenta que los errores en las direcciones medidas y las distancias aumentan su influencia con la distancia y dichas soluciones ideales difieren muy poco de la regla de  $90^\circ$ , su uso, sin embargo, es una buena forma de examinar rápidamente la conveniencia de la instalación.

El caso de la intersección inversa (resección) más común es cuando tres puntos de control conocidos son observados desde un nuevo punto, como en la Figura 6.10. Este caso es usualmente conocido como la resección Pothenot-Snellius.

En este caso, la indeterminación ocurre cuando el punto nuevo está ubicado cerca de la circunferencia que pasa por los tres puntos conocidos. Los mismos ángulos ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) a los puntos de control pueden ser medidos a cualquier punto ubicado en esa línea. Es relativamente fácil evitar esta situación al delinear en una carta los puntos de control conocidos y viendo si ellos están en un círculo el cual pasa cerca del punto desconocido. Otro método es revisar la suma:

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

Si está cerca de los  $180^\circ$  tal situación debe ser evitada.

El algoritmo para solucionar este caso, incluyendo las correcciones para calcular en el plano de proyección, es mostrado en el punto 2.2.5.

Las resecciones han sido muy frecuentemente usadas por los hidrógrafos, en el levantamiento topográfico por el levantamiento por sextante de teodolito y de levantamiento hidrográfico. Siendo la ventaja que era sólo necesario poner las señales en los puntos de control, el hidrógrafo es entonces libre de llevar a cabo sus tareas sin la ayuda desde tierra.

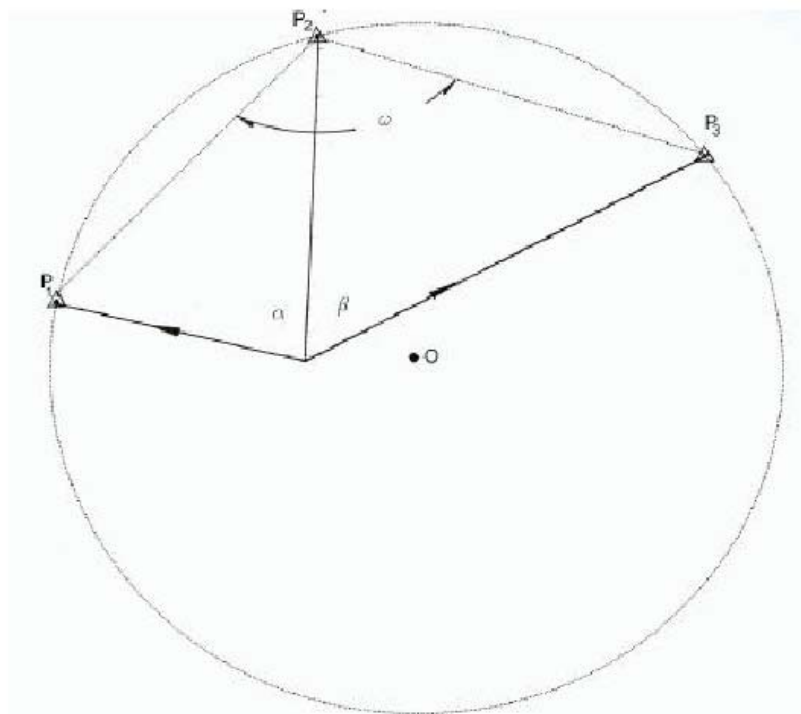


Fig. 6.10

Es posible presentar las resecciones múltiples dadas generalmente en la Fig. 6.11.

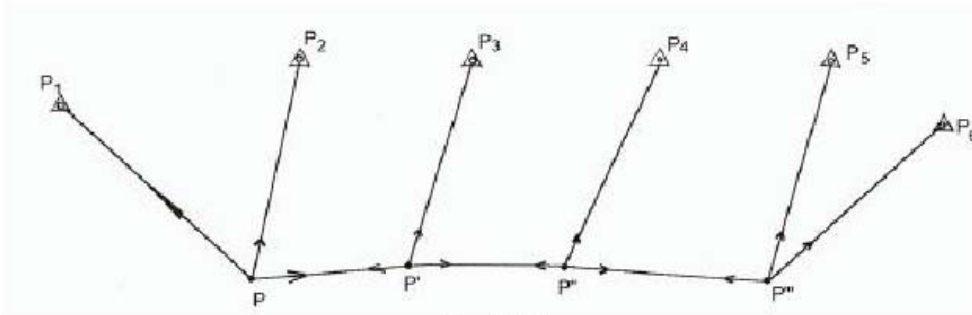


Fig. 6.11

Eso es desde nuevas direcciones de puntos  $P, P', P'', P''', P''''$ ,... a puntos conocidos  $P_1, P_2 \dots P_6$  son vistos. En estos casos se debe notar que en el primer y último punto, son vistos dos puntos de control conocidos; en los puntos intermedios, además de sus direcciones recíprocas, un vistazo a uno de esos puntos es suficiente.

Donde sólo hay dos puntos nuevos y cuatro puntos de control son vistos, se conoce como la solución Marek. Si sólo los dos puntos de control vistos desde los dos puntos nuevos son usados, es llamada la solución Hansen. Estos casos particulares son mostrados en la Figura 6.12.

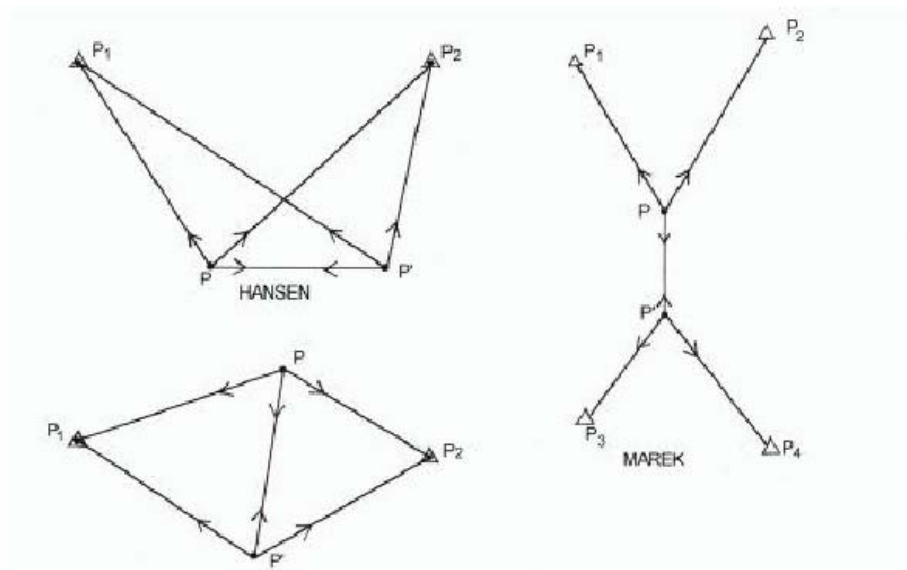


Fig. 6.12

Aunque estos casos de resección múltiple pueden ser usados cuando sea requerido, no son recomendados debido a sus limitadas oportunidades de revisión. Una solución simple a aplicar es al incorporar vistas adicionales para dar la redundancia y la oportunidad de revisar.

Por lo tanto, más de tres direcciones a los puntos conocidos deben ser vistas desde cada punto nuevo, o que los nuevos puntos serán interconectados por líneas de vista recíprocas, como se muestra en la Figura 6.13; aunque cada punto nuevo es determinado por direcciones a tres puntos conocidos, las líneas recíprocas de vista entre los puntos nuevos los incluye en los cálculos de puntos adyacentes.

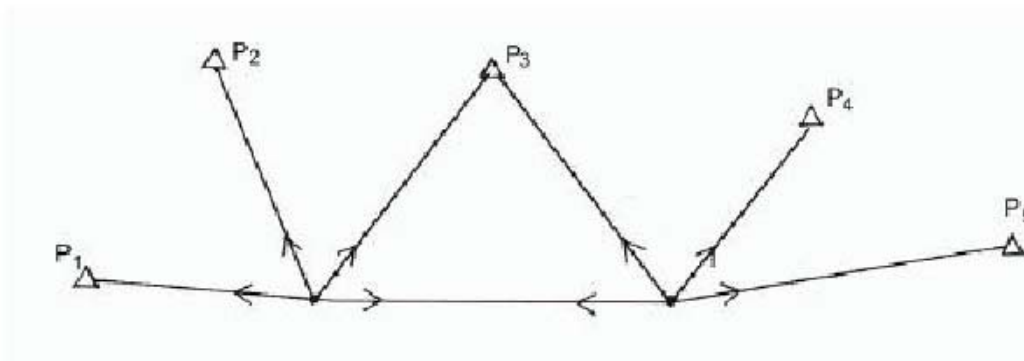


Fig. 6.13

Las configuraciones originalmente cerca de la indeterminación pueden ser mejoradas de esta forma.

Las soluciones de este tipo requieren algún tipo de ajuste, bien rigurosamente por cuadrados mínimos o por promedio reiterativo de varias soluciones positivas al tratar de dar más fuerza a los casos alejados de la situación de indeterminación.

### 2.2.5 Algoritmos usuales

#### a) Correcciones al plano de proyección (Ver ANEXO A)

Uno de los procesos a ser conducido para los cálculos con figuras rectilíneas en el plano de representación a ser correcto está relacionado con las correcciones que deben ser aplicadas a las observaciones medidas (distancias y direcciones). En esta sección debemos trabajar con la proyección Gauss Krüger, también conocida como Poligonal Mercator, que es casi siempre usada para cálculos topográficos.

El ANEXO A trabaja con la naturaleza de esta proyección para casos de “cilindro tangente”, o sea aquellos en los que la deformación de distancia comienza en el meridiano central:

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

Donde  $x$  es la coordenada Este referida al meridiano central:

$$x = E - X_0$$

Cuando un valor  $X_0$  falso de Este es usado.

Si este coeficiente es aplicado entre dos puntos 1 y 2 (no infinitamente cercanos) una relación:

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

Es obtenida. Debe ser notado que si un punto está a un lado del meridiano central y el otro punto en el otro lado, el producto  $x_1 \cdot x_2$  será negativo.

También debe considerarse que  $R$  (Radio medio terrestre) debe ser calculado para la latitud media del área de trabajo y el sistema de representación incluye un coeficiente  $K$  para contraer distancias sobre el meridiano central, como en el caso, de la representación UTM (donde  $K = 0.9996$ , ver ANEXO A). El coeficiente para reducir distancias (para obtener el valor del plano al multiplicarlo por el valor geodésico sobre el esferoide) debe ser afectado por el mismo valor:

O

$$\frac{S'}{S} = K \left( 1 + \frac{x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2}{6R^2} \right)$$

$$S' = K \left( 1 + \frac{x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2}{6R^2} \right) S$$

Las direcciones medidas también requieren de la aplicación de una corrección. Esta surge necesariamente del hecho de que las líneas geodésicas (en el elipsoide), al ser transferidas al plano, resultan representadas con una leve concavidad hacia el meridiano central.

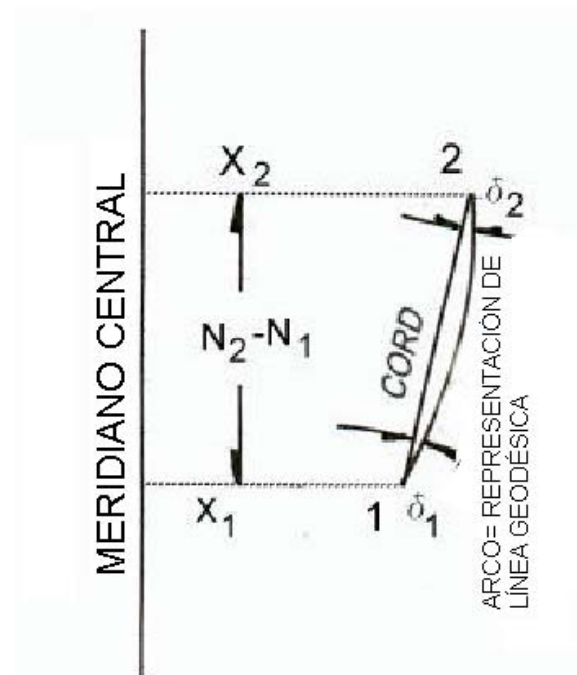


Fig. 6.14



La Figura 6.14 muestra dicha curvatura y las correcciones que deben ser aplicadas para pasar del arco, perteneciente a la línea geodésica, a la cuerda, corresponde al lado de una figura de lados rectilíneos en el plano. Aceptando el signo de la corrección para pasar del arco a la cuerda, debemos ver que:

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

Debido a que el valor absoluto de adición para dichas correcciones debe ser equivalente al exceso esférico cuadrilátero cuya superficie es  $\frac{1}{2}(x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$  y  $\rho''$  es la constante típica para pasar de radianes para pasar de radianes a segundos sexagesimales ( $\rho'' = 206265''$ )

Ya que la curvatura del arco aumenta con los valores  $x$ , naturalmente la  $x$  del punto de la estación conocida carga más peso que la del punto observado. Entonces:

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

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

Y la diferencia entre ellos lleva a la primera expresión  $(\delta_2 - \delta_1)$ .

En términos generales, si existe la necesidad de reducir una serie de direcciones de puntos  $P_i$  medidos de un punto  $P_0$ , las correcciones (contemplando sus signos) son:

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

Se debe notar que en sentido oeste del meridiano central los valores  $x$  son negativos; entonces la señal de corrección que genera un cambio en la concavidad es automáticamente modificada. Asumiendo que la dirección entre la estación conocida y el punto observado estén en diferentes lados de ese meridiano, el cambio de signo de  $x$  reducirá el valor  $\delta$ . Esto es lógico ya que la línea geodésica representada tendrá una inversión en su curvatura para mantener la concavidad anteriormente mencionada.

Para los cálculos de las correcciones de ambas distancias y direcciones, es normal hacer un cálculo preliminar de las coordenadas de las marcas e ignorar cualquier deformación. Las correcciones están estimadas usando estas coordenadas provisionales y luego se hace el cálculo final. En algunos casos las coordenadas provisionales son utilizadas para ajustes; sin embargo, esto no será tratado con mayor profundidad.

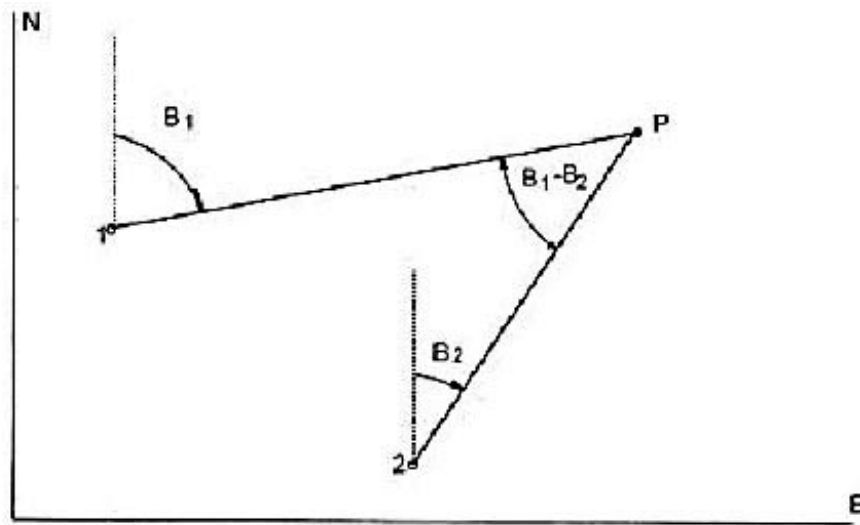
b) Intersección de Direcciones

Fig. 6.15

La Figura 6.15 muestra una intersección de dos direcciones, de las que las marcas de cuadrícula B1 y B2, son conocidas. Puede ser el caso que hayan sido obtenidas de la línea de observaciones vistas 1-2 y 2-1.

Existen varias soluciones y softwares para solucionar este problema. Uno de ellos es:

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

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

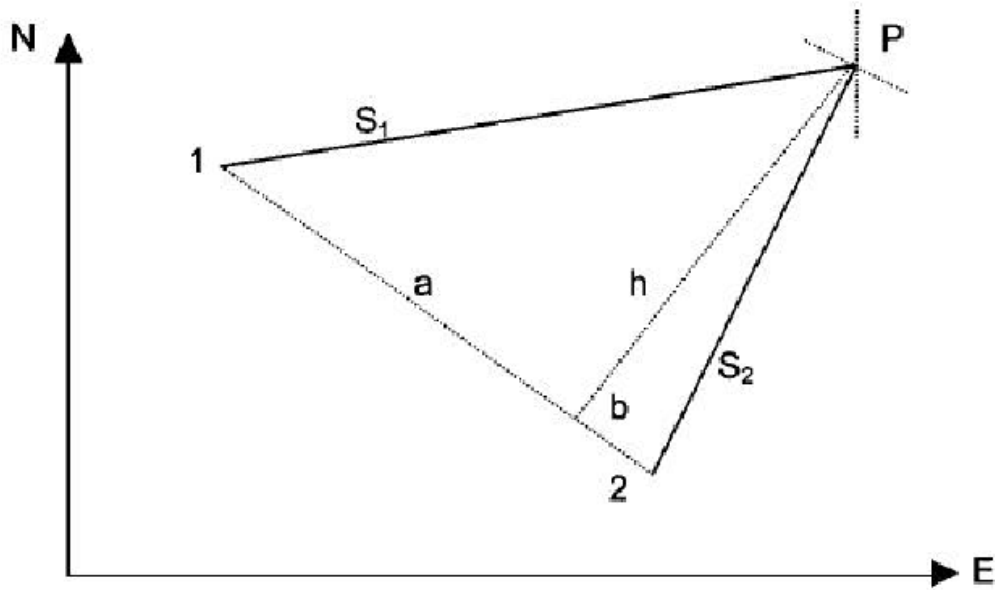
c) Intersección de Distancias

Fig. 6.16

Este caso es ilustrado en la Figura 6.16, tiene dos soluciones matemáticas; por lo que es importante dejar claro si el punto P está a la izquierda (como en el caso de la figura), o a la derecha de la línea 1-2.

Una solución es aplicar los siguientes cálculos:

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

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

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

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

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

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

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

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

La señal más baja es para el caso cuando P está a la izquierda de 1-2 y la señal más alta es para cuando está a la derecha.

d) Intersección Invertida

Como se dijo en el punto 2.2.4 anteriormente una resección ocurre cuando las direcciones o ángulos son medidos:

Desde un punto nuevo, para el cálculo de este caso es requerido que sea hacia tres puntos conocidos. Esta situación, así como también la nomenclatura a ser usada en el algoritmo, es mostrada en la figura 6.17.

Antes de continuar, se debe notar que existen muchas soluciones gráficas, numéricas y mecánicas con las que obtener la posición del punto de estación.

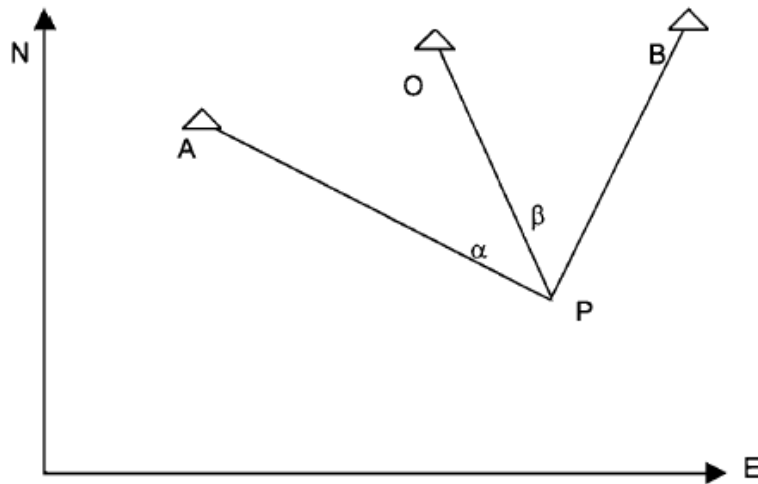


Fig. 6.17

Con esas soluciones numéricas, es esencial que el método cuente con la disponibilidad de detectar casos cercanos a la indeterminación como se indica en la Figura 6.10.

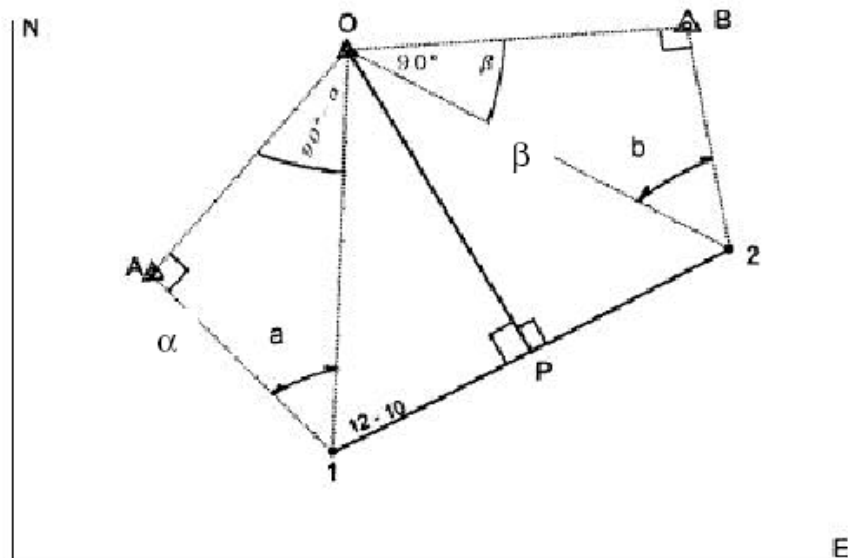


Fig. 6.18

El uso de dos puntos auxiliares 1 y 2 constituyen la base para el algoritmo, propuesto a continuación, es mostrado en la Fig. 6.18.

La fórmula para calcular las coordenadas para estos puntos pueden ser obtenidas simplemente de:

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

Cuando los puntos 1 y 2 están muy cerca entre ellos (por ejemplo menos de un décimo de las distancias AO o OB) se puede asumir que la red está cerca de la indeterminación.

El cálculo para las coordenadas N y E de punto P pueden ser logradas por:

$$\begin{aligned} N &= N_1 + \overline{10} \cdot \cos \cdot (\overrightarrow{12} - \overrightarrow{10}) \cdot \cos \cdot \overrightarrow{12} \\ E &= E_1 + \overline{10} \cdot \cos \cdot (\overrightarrow{12} - \overrightarrow{10}) \cdot \text{sen} \cdot \overrightarrow{12} \end{aligned}$$

Donde

$$\begin{aligned} \overline{10} &= \text{a la distancia desde 1 a 0} = \sqrt{(N_0 - N_1)^2 + (E_0 - E_1)^2} \\ \overrightarrow{12} &= \text{a la marcación de cuadrícula de 1 a 2} = [\text{tg } \overrightarrow{12} = (E_2 - E_1) / (N_2 - N_1)] \\ \overrightarrow{10} &= \text{a la marcación de cuadrícula de 1 a 0} = [\text{tg } \overrightarrow{10} = (E_0 - E_1) / (N_0 - N_1)] \end{aligned}$$

Cuando se calculan las orientaciones  $(\overrightarrow{12}, \overrightarrow{10})$  es necesario que los cuadrantes estén discriminados con los signos  $\Delta E$  y  $\Delta N$ . Para este fin puede hacer uso de las subrutinas normales para pasar de las coordenadas de plano a las coordenadas polares.

Otra forma de solucionar la última parte del cálculo es obtener las coordenadas de P como la base perpendicular de O al segmento 12 haciendo uso de las subrutinas disponibles en los programas Diseño de Ayuda-Computarizado (CAD)

Algunos cálculos de revisión pueden ser establecidos aunque el método más completo es el de calcular las marcaciones de cuadrículas desde P a los puntos conocidos (A, O, B) y luego verificar

$$\begin{aligned} \alpha &= \overrightarrow{PO} - \overrightarrow{PA} \\ \beta &= \overrightarrow{PB} - \overrightarrow{PO} \end{aligned}$$

### 2.2.6 La nivelación y sus errores

La nivelación trigonométrica y sus errores posibles han sido discutidos en el punto 2.2.3 (poligonal). Se debe notar que el caso de las intersecciones una similar operación puede ser tomada con los algoritmos y los cálculos resultantes. También es posible aplicarlos para los levantamientos usando las coordenadas polares o taquimetría EODM, cuando es particularmente útil tener las estaciones totales con medidas (horizontales y verticales) guardadas y direcciones a los puntos estudiados. Al procesar dicha información y cuando las medidas sobre 100 m son usadas, es importante verificar que la aplicación del software incluye las correcciones para la refracción y las curvaturas de la tierra.

La nivelación directa (con nivel de burbuja u horizontalización automática) es generalmente más precisa. En el caso de la nivelación geodésica, que requiere del uso de niveles de más alta sensibilidad y la mira parlante graduada en INVAR platea (una alineación de níquel y de acero con un coeficiente de expansión por debajo a  $1 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ ) y otra medida precaución, error de propagación puede estar por debajo:

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

Donde **K** es la distancia de recorrido expresada en Km.

Si se utilizan niveles topográficos comunes con miras de plástico o madera centimetradas con acoplamientos (charnela o telescópica), distancias instrumentos mira debajo de 100m, con estaciones equidistantes (dentro de 3 m), se puede obtener precisiones en el orden de:

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

Para lo que se considera que cada tramo entre puntos fijos de nivelación se mide en ambas direcciones (sentidos) con una tolerancia de :

$$\pm 3 \text{ mm} \sqrt{K} \text{ (geodésica) y } \pm 10 \text{ mm} \sqrt{K} \text{ (topográfica)}$$

Para ambos casos, sin parcialización a cualquier solución intermedia o hasta menos precisa que pueda ser adoptada.

En el levantamiento hidrográfico, las precisiones más altas son requeridas a unir permanente estaciones de marea seguidas por estaciones temporales, que son generalmente establecidas durante el levantamiento, el cálculo de los niveles para las instalaciones de puerto y los estándares para los trabajos de ingeniería asociados con el comportamiento del agua.

En el levantamiento hidrográfico extensivo (más de 50 km) sin datums de nivelación local disponibles, es oportuno dar, como mínimo, una línea de nivelación directa a las que las estaciones de marea puedan relacionarse y dejar una marca de referencia de las que las nivelaciones trigonométricas futuras pueden ser hechas. Cuando se aplica estas provisiones las especificaciones en el punto 2.1.6 deben ser consideradas y un análisis de la estabilidad de la relación de la estación de marea y de los niveles promedio del mar es necesaria.

Cuando se usan los métodos de satélite (GNSS) con fines altimétricos, las provisiones en el punto 2.1.6 del capítulo 2 necesitan ser revisadas particularmente el requerimiento para modelar correcciones para pasar de las alturas sobre el esferoide a los valores asociados con el nivel del mar usado en los levantamientos hidrográficos. Sin importar los diagramas de corrección presentes que puedan existir, es necesario ajustarlos a los puntos altimétricos como se describió en el punto 2.2.1, incluyendo las provisiones de la Figura 1, conectado a la relación entre las marcas altimétricas. En otras palabras, el uso de las técnicas de GNSS para fines altimétricos debe ser limitado al punto de

interpolación en vez de al de extrapolación. Se espera que este concepto evolucione en el futuro pero en el 2004 permanece sin confianza en los modelos de corrección general y aún menos en lugares donde no hay garantía de que las observaciones locales han sido llevadas a cabo para crearlas.

## **2.3 Levantamientos de costa y de terreno de puerto**

### **2.3.1 Aplicación de los métodos topográficos directos**

En general, los levantamientos costeros que son parte de los levantamientos hidrográficos son mayormente llevados a cabo por fotogrametría u otros procesos de sensor remoto. En dichos casos la labor principal del hidrógrafo, cuando procesa la información, consiste de obtener una interpretación adecuada de las características costeras, que la delimitación costera no posee dificultades y que los datos en los puntos de control del terreno está dada adecuadamente. También debe asegurarse que las señales de ayuda a la navegación y las estaciones tienen sus posiciones horizontales y verticales determinadas apropiadamente.

Sin embargo, hay casos en los que toda esta información debe ser obtenida por los métodos de levantamiento topográfico directo, es decir, por observaciones y mediciones de campo. Estos casos generalmente relacionados a la necesidad de representar ciertas áreas a mayores escalas (1:5000, 1:2000, 1:1000 ...). Esto ocurre frecuentemente en áreas donde hay una infraestructura de puerto donde un proyecto de puerto, de aterrizaje, de toma de agua u otro trabajo de ingeniería se está llevando a cabo o se extiende para ocupar la zona inter-marea y excede a la siguiente línea de costa.

La extensión limitada para estos lugares así como el alto grado requerido de detalle puede requerir que dichos levantamientos sean llevados a cabo por las mediciones topográficas de campo.

### **2.3.2 Densidad de los puntos a ser estudiados**

Primeramente, el grado de detalle requerido debe ser establecido. El método usual es el de colocar una escala de acuerdo a las necesidades representaciones esenciales del producto final, para obtener adecuadamente la forma resulta necesario levantar un punto cada centímetro cuadrado (de la representación). Sin embargo, tal distribución no será estrictamente homogénea. Se le debe dar prioridad a los puntos donde hay un cambio importante en la pendiente o donde haya rasgos importantes: lomas, hoyas, puntos de silla, dorsales, líneas de drenaje (talweg), etc.

Generalmente, los puntos levantados sobre líneas perpendiculares y cercanas a la línea de costa proveen mucha más información útil para la representación óptima de la forma que cualquier otro tipo de distribución.

Para detalles que deben ser estudiados para permitir la representación de las características naturales o artificiales, más o menos independientemente del relieve, la cantidad de los puntos debe ser suficientemente adecuada para permitir el delineado de ellas a la escala seleccionada, las secciones rectas probablemente solo necesitan el estudio de puntos de quiebre y hay una disposición ortogonal, la simplificación puede ser mayor.

### **2.3.3 Métodos Aplicables**

Las técnicas de satélite (GNSS) son ideales para estudiar posiciones horizontales. Si se quiere que éstas sean extendidas a posiciones planimétricas y altimétricas, las provisiones detalladas en el punto 2.2.1 deben ser observadas. Generalmente el proceso es más ventajoso cuando la densidad de los puntos a ser estudiados es baja (es decir más de 50 o 100 m entre ellas para las escalas de 1:5000, 1:10000, etc.). Cuando lo permite el terreno, este proceso puede ser logrado al colocar una estación rover en un vehículo. La oportunidad de procesar las información de una manera automática mejoraría rápidamente el logro de los resultados.

La taquimetría EODM es un método particularmente apropiado para los casos donde, desde pocas estaciones, los puntos con distancias de 1000 m y más pueden ser estudiados. El uso de estaciones totales, con su capacidad de almacenar las distancias, direcciones (horizontales y verticales), atributos de los puntos levantados, etc, facilita para procesar rápidamente la información y generar las hojas de estudio apropiadas que pueden ser completadas con los datos adicional si se necesita.

La taquimetría estadimétrica es especialmente apropiada para los lugares donde se requiere el levantamiento de un gran número de puntos muy cercanos entre sí (50, 20, 10 m) a partir de distancias (instrumento - mira) relativamente cortas ... (por debajo de los 200m) desde cada estación. La lectura de las líneas del retículo es hecha en estadías graduadas en centímetros generalmente.

La distancia del terreno es obtenida como  $K \cdot m$ , donde  $K$  es la constante de la estadía, normalmente de 100, y " $m$ " es la diferencia de lecturas de las líneas de las estadías. Si un ángulo de elevación  $\alpha$  ha sido medido, la distancia en el terreno del equipo horizontal a la estadía es :

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

y la elevación relativa al punto de estudio es igual a:

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

donde  $i_1$ ,  $S_2$  y  $\alpha_1$  tienen los significados dados en 2.2.3 para la nivelación trigonométrica.

En el caso de líneas con una inclinación de visión muy grande ( $\alpha > 10^\circ$ ), este método no es recomendado para la transferencia de altura ya que el error de distancia (del orden de 0.2%) y la probable falta de visión de la verticalidad introduce errores altimétricos considerables (esto es menos frecuente en la taquimetría EODM).

Teniendo divisiones con la estadía especial de 5 cm o 10 cm, las distancias del levantamiento pueden excederse a 500 m o más, aunque no se recomienda en el caso de las líneas con una inclinación de visión muy grande por las razones anteriores.

Todos estos procedimientos permiten el cálculo, por la fórmula anterior, de las 3 coordenadas horizontales y verticales de la marca. En algunos casos estas coordenadas y sus orientaciones pueden ser obtenidas por la resección complementada con la nivelación trigonométrica inversa, basada en la adecuación de la fórmula dada en el punto 2.2.3.

En áreas planas la nivelación directa es un método de estudio simple y preciso. Si es necesario las distancias estadimétricas (k.m) pueden también ser usadas así como también las direcciones horizontales que pueden ser medidas por otros instrumentos.

En lugares relativamente planos, con construcciones de forma ortogonal se puede medir distancias con cinta y un escuadra óptica. Aunque pueda ser simple, demuestra ser un método útil a ser aplicado en algunos lugares como en los muelles, malecones, amarraderos y otras construcciones de puerto. Este tipo de estudio es usualmente complementado con la nivelación directa con el fin de determinar la plataforma o elevaciones del piso.

### 2.3.3 Representación del Relieve

Aunque la intención es la de generar bases de datos que provean una variedad de aplicaciones para la información a través de un Sistema de Información Geográfico (GIS), implicando la disponibilidad de un Modelo Digital de Terreno (DTM), las mediciones planimétricas y altimétricas son solicitadas frecuentemente para ser representadas líneas de nivel (o contorno). Para esto, la selección de un intervalo (equidistancia) debe recaer en no menos de cuatro veces el error estimado de elevaciones.



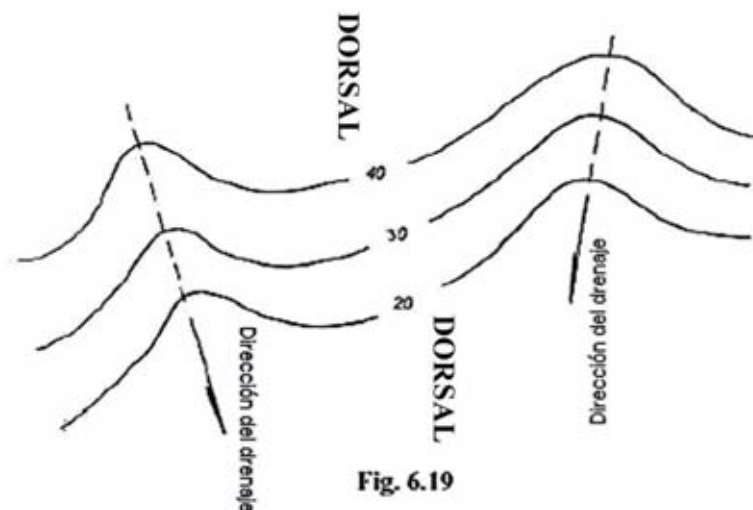
Un método alternativo de seleccionar el intervalo de contorno es el de escalas. En el caso de un terreno muy quebrado, el número de miles de denominador de la escala se puede tomar en metros (ejemplo; 5m para 1:5000), pero en el caso de un terreno plano y de un terreno sin rasgos, los valores pueden disminuir a la décima parte (0.5 m en el ejemplo anterior).

Ambos criterios deben ser armonizados y básicamente, el propósito del levantamiento así como la fluctuación del relieve en el área deben ser tomados en cuenta.

Muchos paquetes de software están disponibles para dibujar las líneas de contorno de puntos estudiados discretamente. Algunas de estas han demostrado ser muy capaces pero es conveniente ajustar sus algoritmos de dibujo al incorporar algunas reglas de interpretación para el relieve antes de la versión final.

La figura 6.19 muestra como las líneas de drenaje tienden a acentuar la curvatura de línea de nivel, mientras que las dorsales que dividen el movimiento del agua en la superficie son más suaves. Estas tendencias generalmente sobrellevan cambios y la colectividad de contornos que representan el relieve debe mantener algún acuerdo.

Los conceptos mencionados anteriormente son válidos para la aplicación en la forma del terreno; sin embargo, no todos son válidos para aplicarlos en el fondo marino.



Con algún conocimiento geomorfológico, el criterio debe ser mejorado generalmente para una mejor interpretación del relieve.

### 3. PERCEPCIÓN REMOTA

Algunas técnicas para obtener la información con los sensores remoto, que capturan la radiación del terreno, serán descritas en esta sección. Esta información es guardada y luego procesada, generando entonces los productos que dan los datos topográfica.

Si las radiaciones de terreno se originan de la energía solar reflejada, los sensores son llamados pasivos; si son generadas de la emisión reflejada de los equipos asociados con el sensor, los sensores son llamados activos.

El rango de frecuencias y longitudes de ondas electromagnéticas para el percepción remoto es mostrada en la Tabla 6.4:

TABLA 6.4

NOMBRE	FRECUENCIA (Hz)	ALCANCE DE LA ONDA (m)
Microondas	$3 \times 10^9$ a $3 \times 10^{11}$	$10^{-1}$ a $10^{-3}$
Infrarojo termal	$3 \times 10^{12}$ a $3 \times 10^{14}$	$10^{-2}$ a $10^{-4}$
Infrarojo medio y cercano	$4,3 \times 10^{14}$ a $3 \times 10^{13}$	$0.7 \times 10^{-6}$ to $10^{-5}$
Luz visible	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="text-align: center;"> <p>...</p> <p><math>4.6 \times 10^{14}</math></p> <p>....</p> <p><math>5.4 \times 10^{14}</math></p> <p>....</p> <p><math>6.6 \times 10^{14}</math></p> <p>...</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Roja</p> <p>Verde</p> <p>Azul</p> <p>...</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>...</p> <p><math>0.65 \times 10^{-6}</math></p> <p>....</p> <p><math>0.55 \times 10^{-6}</math></p> <p>....</p> <p><math>0.45 \times 10^{-6}</math></p> <p>...</p> </div> </div>	
Ultra violeta	$3 \times 10^{15}$ a $3 \times 10^{16}$	$10^{-7}$ a $10^{-8}$

La ondas de radio tienen la frecuencia más baja mientras que los rayos x, gamma y cósmicos tienen las más altas. También tienen otras aplicaciones.

Entre los usos de sensores pasivos, la que usa radiaciones de luz visible y de sus aproximaciones cercanas, es la Fotogrametría. Desde que esta técnica comenzó a ser aplicada con las películas sensitivas a la luz, ha sido utilizada en los estudios hidrográficos desde comienzos del siglo XX, y sigue siendo una de las vías más eficientes de obtener buena información del relieve, especialmente en las escalas mayores (1:20000, 1:10000, 1:5000, ...).

Desde los años 1970 y con mayor intensidad en los 1980, las aplicaciones de sensor remoto se extendieron de ser aerotransportadores activos y pasivos y sensores de satélites a otros procesos de imagen. Los métodos de satélite no tienen generalmente la misma capacidad que la fotogrametría en la interpretación del terreno y de la forma. Sin embargo, tienen capacidades adicionales para detectar las propiedades superficiales del suelo y áreas cubiertas por el agua. También ofrecen capacidades de actualización impresionantes, frecuentemente a costos relativamente bajos.

En la fotogrametría, así como en otros procesos de imagen, es necesario contar con operaciones de apoyo en terreno con el fin de lograr los resultados de escala correctos y de obtener buenas posiciones de referencia. El control del terreno consiste en determinar la posición, en el campo, los puntos identificables basados en la información entregada por los sensores.

### 3.1 Fotogrametría (ver el punto 3.4 del capítulo 2)

Estrictamente hablando, la fotogrametría es la técnica que permite a los objetos ser descritos en tres dimensiones de las imágenes fotográficas solapadas, tomadas de los lugares cercanos. Para los levantamientos hidrográficos, la fotografía aérea con el eje vertical a través de una cámara métrica es más útil.

La descripción 3D es lograda por la vista estereoscópica de los modelos virtuales y las mediciones son tomadas con el uso de instrumentos específicos para lograr la representación topográfica. Por supuesto, esta técnica requiere de los puntos de control de terreno obtenidos de los métodos topográficos de campo o la densificación a través del proceso fotogramétrico, también llamado aerotriangulación.

Existen otros productos que no son 3D pero pueden ser considerados como parte de la fotogrametría. Entre estos mosaicos fotográficos, que pueden ser obtenidos del ensamblaje simple de las imágenes fotográficas o ajustadas por rectificación o enderezamiento (escala e inclinación).

### 3.1.1 Principios y aplicaciones de las fotografías aéreas

El objetivo de las fotografías aéreas es el de dar la información para obtener la representación verdadera del terreno incluyendo el relieve. Esto puede hacerse con la resolución fotogramétrica. Sin embargo, como se dijo anteriormente en el concepto de fotogrametría, existen otros productos 2D que pueden ser obtenidos de las fotografías aéreas.

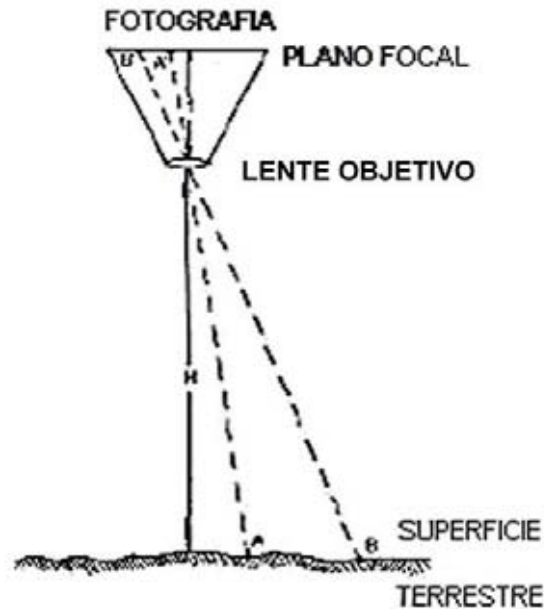


Fig. 6.20

Para explicar que es necesario tomar en cuenta la expresión básica de la escala fotográfica aérea:

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

Donde la relación entre la longitud focal  $f$  y la altitud de vuelo  $H$  es directamente relacionada a la escala de la imagen (ver Fig. 6.20 para una cámara con eje vertical).

Aunque los lentes de objetivo pueden ser considerados como un sistema óptico centrado con dos nodos, el esquema es simplificado con un solo centro óptico similar a los lentes delgados. Esta simplificación es suficiente para el cálculo aproximado de la escala de vuelo. Ver también que, como  $H \gg f$ , se asume que la imagen está formada en el plano focal.

Un cambio en la altura de vuelo causa un cambio en la escala; la falta de verticalidad en el eje de la cámara produce un cambio en la escala en diferentes puntos de la cámara. Por ejemplo, un rectángulo ABCD en el terreno puede ser representado como un trapecio A' B' C' D' en la imagen fotográfica donde la escala de segmentos A' B' es más corta que la C' D' (Ver Fig. 6.21).

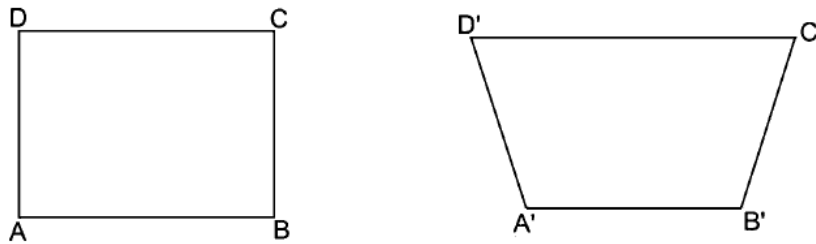


Fig. 6.21

Además, si existen factores en el relieve con características verticales importantes, la escala introduce otros cambios en cada fotografía. Esto solo puede ser resuelto por un tratamiento de restitución 3D. Un ajuste del cambio en la altura de vuelo y la orientación del eje es posible por la rectificación a través del proceso de fotografía 2D. Note que este ajuste es posible solamente en superficies planas.

Equipos especiales pueden cumplir con el proceso de rectificación mencionado anteriormente al utilizar rectificadores equipados con una cámara, que proyecta la imagen sobre un tablero. El equipo permite una serie de movimientos combinados que permite a la imagen proyectada cambiar e incluir inclinaciones de acuerdo a las condiciones de enfoque. La manera actual de rectificar es al hacer la proyección de cuatro puntos bien distribuidos para que coincidan con sus ubicaciones bien marcadas, como en la Fig. 6.21. Existen también procedimientos numéricos 2D equivalentes para solucionar este problema.

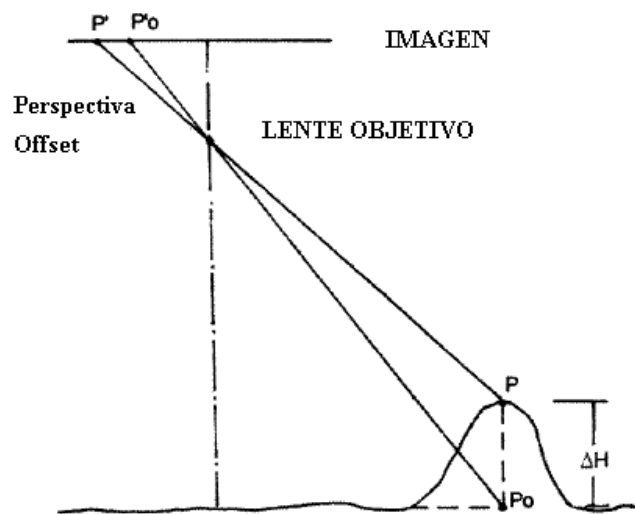


Fig. 6.22

Los límites para estos procesos se producen con la imagen de un punto con cierta diferencia en la elevación relativa al área que la rodea, la que experimenta un corrimiento perspectivo de la imagen (ver Fig. 6.22). Note que aparte de la diferencia en elevación  $H$  (*Delta H*), la distancia del punto elevado del eje vertical de la cámara aumenta el corrimiento, en otras palabras, los puntos cercanos al eje vertical de la cámara no muestran efectos de corrimiento importante.

Una manera alternativa de generar imágenes fotográficas libres de este efecto es combinar el proceso fotográfico con el tratamiento 3D, el producto es llamado orto fotografía.

La mejor manera de presentar imágenes de fotografía de terreno es con un orto fotomosaíco, que es un ensamblaje de imágenes formando un mosaico de escala uniforme. Lo siguiente en calidad es el mosaico rectificadado ajustado como se mencionó; el método más grosero es ensamblar las imágenes fotográficas originarias y aceptar una escala aproximada como función de la altura de vuelo promedio.

El tipo de foto delineado debe ser siempre especificado para que se pueda tener cuidado con la validez del producto métrico.

### 3.1.2 Elementos de obtención de fotografías aéreas

La radiación solar extra terrestre tiene un rango máximo de alcance de ondas de 0.4 micrómetros a 0.8 micrómetros (1 micrómetro =  $10^{-6}$ m) que está en la mitad de infrarrojo y azul (ver Tabla 6.4). La radiación cambia cuando pasa a través de la atmósfera, el reflejo del suelo también impacta el espectro de luz recibido por la cámara. Entonces, la película y la emulsión deben ser seleccionadas cuidadosamente.

Entre las películas blanco y negro (en escala o en tonalidades de gris) las emulsiones ortocromáticas son especialmente útiles entre 0.4 y 0.55 micrómetros, las pancromáticas entre 0.3 y 0.65 micrómetros, con un aumento adicional en las longitudes de ondas de 0.6 y 0.9 micrómetros. La más útil para la fotogrametría aérea es la emulsión pancromática. Existen varios tipos de películas de tres capas de color, pero estas son más útiles para la foto interpretación, descrita al final del punto 3.1.8, que para la fotogrametría.

Existe una serie de especificaciones relacionadas con la densidad, la velocidad, el poder de solución, granularidad y la estabilidad base que deben ser determinadas para lograr el mejor resultado en las condiciones prevalentes para cumplir con las necesidades del producto final. El objetivo y los filtros a ser usados deben ser enfocados en el análisis.

El lente objetivo está compuesto de un sistema óptico donde una corrección de distorsión buena es particularmente requerida.

El formato de imagen comúnmente utilizado es de 23 cm X 23 cm con las distancias focales (f) (ver el punto 3.1.1.) detallado en la Tabla 6.5:

Tabla 6.5

Tipo de Cámara	f (mm)
Super Gran angular	85
Gran angular	153
Angulo Intermedio	210
Angulo Normal	305
Angulo Angosto	610

Las cámaras con distancia focal más corta (f) requieren de una mejor rectificación de distorsión mientras que las imágenes son también más afectadas por la refracción atmosférica. La Gran angular es el tipo de más comúnmente usado.

Para propósitos fotogramétricos, una cámara aérea debe tener una buena determinación de f, una corrección rigurosa de la distorsión u otra condición óptica y mecánica que pueden ser revisados con la calibración. La cámara es denominada una cámara métrica si estas condiciones se cumplen. Estas cámaras tienen un sistema preciso para asegurar la verticalidad del eje y para asegurar la llanura de la película. También tienen un control de tiempo apropiado y permite un control del solapamiento entre las fotografías consecutivas (superposición), etc.

Aunque las cámaras digitales generalmente permiten fotografías con imágenes de alta calidad, su desarrollo para el uso en la fotogrametría está avanzando rápidamente pero en el presente año (2004) sólo están disponibles las cámaras no métricas.

Un componente importante para la fotografía aérea es la plataforma aérea de levantamiento (avión fotógrafo). El criterio incluye el espacio apropiado para la cámara y sus anexos, que tienen la suficiente autonomía, que son capaces de operar en las alturas de vuelo requeridas y a las velocidades requeridas, que satisfacen los límites de vibración permitidos, etc.

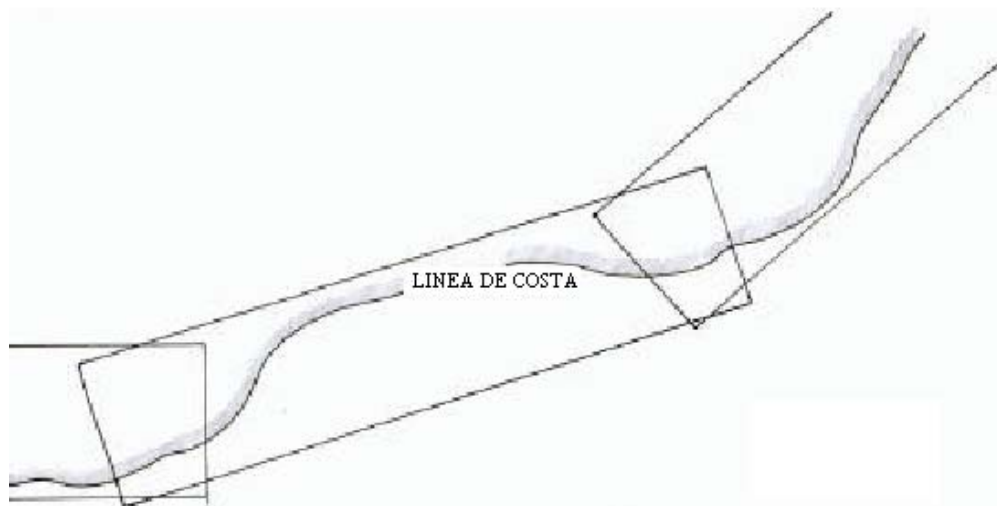
Dentro de otros requerimientos debe tener un posicionamiento GNSS, frecuentemente con capacidad diferencial, con posibilidad de sincronizar el posicionamiento con la cámara y múltiples antenas para determinar la inclinación de la plataforma.

### 3.1.3 Planificación del vuelo

Inicialmente es necesario definir la escala de vuelo, promediar la escala de la cámara, que, como se dijo en el punto 3.1.2, tiene un formato de 23 cm X 23 cm. Si el tipo de cámara es definido, la escala determina también la altura de vuelo  $H = f/S$  (ver el punto 3.1.1. Fig. 6.20).

A pesar de que la escala se puede ampliar cinco veces para obtener productos fotogramétricos buenos para cumplir con los requerimientos hidrográficos, el análisis de precisión de la altimetría requerida debe ser conducido. Se debe notar que la desviación de la elevación obtenida por restitución alcanza los 200 ppmxH (200 partes por millón de altura de vuelo =  $H/5000$ ). Algunas veces, esto puede hacerlo inalcanzable y los requerimientos de altimetría deben cumplirse por otros medios.

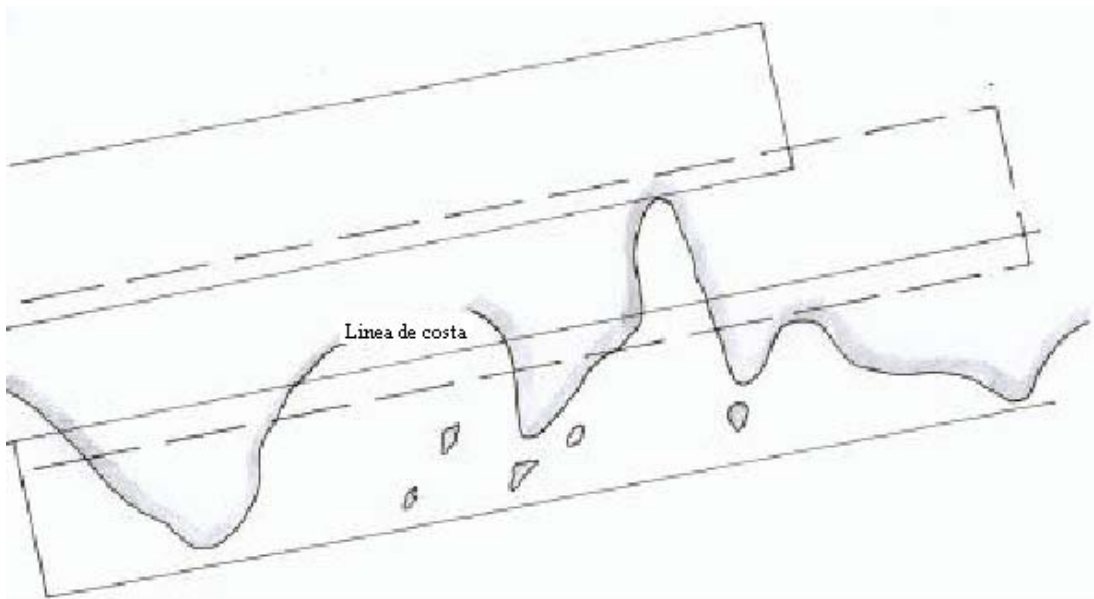
Habiendo definido la escala de vuelo, se deben estudiar las líneas de vuelo. En las situaciones más simples, la banda de costa puede cubrirse con un conjunto de franjas rectilíneas (ver Fig. 6.23).



**Fig. 6.23**

Cuando los rasgos de costa son extensos, se requieren estudios más amplios. En este caso, bloques de varias líneas deben ser planificados (ver Fig. 6.24)

Adicionalmente los solapamientos de extremo o laterales deben ser planificados; generalmente, el solapamiento (o superposición) longitudinal es del 60% y el lateral es de 20%. Cuando se requieren las orto fotografías (ver figura 3.1.1.) o cuando los rasgos del terreno son demasiado desparejos puede ser posible que se produzcan huecos que dejan cierta parte del terreno sin estereoscopia, puede ser necesario aumentar el solapamiento.



**Fig. 6.24**

La altitud y ángulo del sol durante el vuelo debe ser considerada, particularmente en latitudes más altas ( $\varphi > 50^\circ$ ) en invierno.

Para asegurarse que las sombras no interfieran o impacten la calidad de la imagen, el ángulo de altitud del sol debe ser mayor a  $30^\circ$ . A medida que el terreno sea más disparejo y desnivelado, mayor debe ser el ángulo de elevación. El tiempo de vuelo queda limitado por la época del año y la latitud.

Un límite adicional para los estudios hidrográficos es que los vuelos deben darse cerca de las aguas poco profundas para permitir la detección de rasgos o peligros cerca de la línea de costa en la zona inter-marea.

El cielo debe estar libre de nubes debajo de la altura de vuelo mientras muchas otras condiciones meteorológicas deben ser satisfechas durante la operación. Todas estas limitaciones se combinan para hacer los tiempos de vuelo más largos y la planificación más compleja.

El control del terreno y de su densificación por aerotriangulación debe ser considerado cuando se planifique el vuelo. Tal previsión resulta necesaria para contar con la oportunidad de efectuar tareas de campo (reconocimiento y apoyo) durante la presencia del grupo de levantamiento en el área.

La superposición produce cobertura como se detalla en la Fig. 6.25. Si el solapamiento es de 60% o más hay una zona de 20% o más de solapamiento triple.

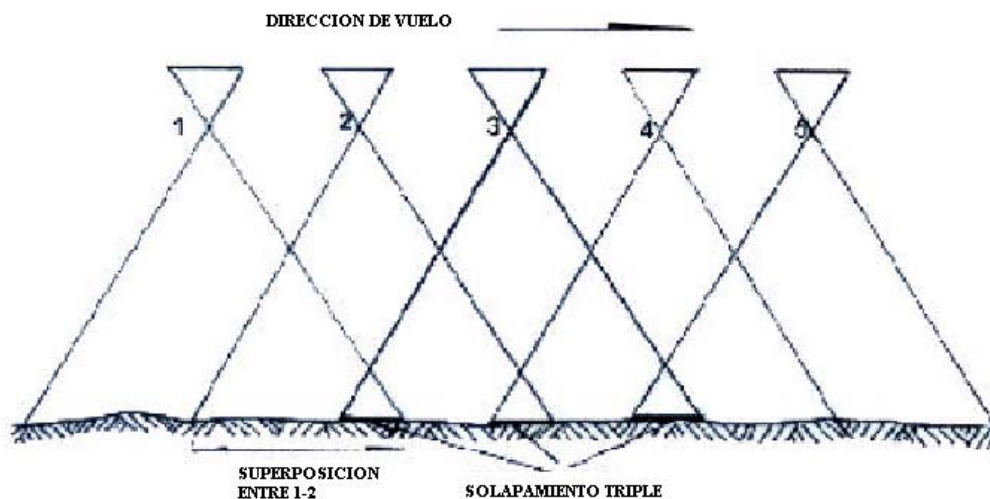


Fig. 6.25

En esta zona, como en el solapamiento lateral (ver fig. 6.24), la aerotriangulación se puede llevar a cabo.

### 3.1.4 Restitución

La técnica fotogramétrica de la restitución es el proceso básico en el tratamiento 3D de la información topográfica, generalmente se utilizan las imágenes aéreas. La restitución se lleva a cabo con la proyección de óptica, mecánica o digital de fotogramas contiguos en la zona de solapamiento, que permite la observación estereoscópica.

En cualquier versión es necesario determinar la orientación relativa y absoluta del modelo que copia la parte del terreno en estudio.

Un par de fotografías es orientado al intersectar cinco pares de rayos homólogos correspondientes a los cinco puntos del terreno. El proceso es logrado al eliminar las paralajes a través del movimiento de proyectores o mediante un proceso digital equivalente.

No se requiere un conocimiento previo de las coordenadas de los puntos seleccionados; sin embargo, es oportuno elegirlos de la zona final de superposición. (Ver la Fig. 6.26).

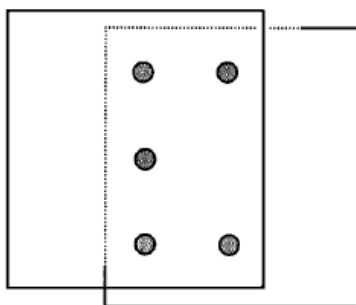
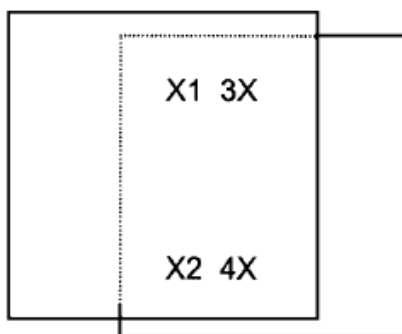


Fig. 6.26



Habiendo hecho esto, se crea un modelo 3D, aunque no se haya definido su posición en el marco de referencia ni su escala. En otras palabras, sólo una posición relativa de fotografías coincidentes con las cámaras durante el vuelo en una escala y en el marco de referencia desconocidos. Es posible observar estereoscópicamente el modelo entero mientras se sostienen las ubicaciones de las imágenes observadas.

Para asignar una escala a este modelo y para expresarlo en un marco de referencia compatible con el levantamiento, por los menos las posiciones 3D de dos puntos (por ejemplo 1 y 2 de la figura 6.27) y la altura de un tercero deben conocerse. Sin embargo, es mejor conocer las tres coordenadas de 1,2,3, y 4, que permiten cierta verificación.



**Fig. 6.27**

Por supuesto, este ajuste puede ser hecho en una forma analógica, por medios ópticos o mecánicos o numéricamente por delineadores estéreo digitales o analíticos.

Con los modelos totalmente orientados, es posible obtener una representación topográfica del relieve y la descripción de los rasgos o infraestructuras. Las líneas de contorno pueden ser seguidas por medios analógicos o digitales. En el último caso, es posible hacer un Modelo de Terreno Digital (DTM) con la densidad conveniente de los puntos guardados.

Para obtener copias de la información, al momento la manera más simple es la de escanear fotografías aéreas con escáneres de alta resolución; sin embargo, en el futuro, estará disponible con la información tomada de las cámaras digitales como se mencionó al final del punto 3.1.1.

### **3.1.5 Aerotriangulación**

Como se ha descrito en el punto 3.1.4, para la orientación absoluta del modelo estereoscópico es restitución, es necesario conocer los tres grupos de coordenadas de cuatro puntos distribuidas como en la figura 6.27, aunque en principio los tres grupos de coordenadas de 2 puntos y el vertical de un tercer punto pueden ser suficientes.

Para lograr dicho control, mientras se minimiza el trabajo de campo, un proceso interno ha sido desarrollado por la fotogrametría: la aerotriangulación.

El primer proceso de esta técnica consiste en dar control de terreno al primer modelo, determinando su orientación absoluta y luego, pasando al segundo modelo agregando una tercera imagen. Habiendo completado todos los movimientos en la tercera proyección de imagen, sin modificar lo anterior durante el proceso para la orientación relativa del segundo modelo, estará claro que la orientación total ha sido transferida.

Es posible repetir el proceso descrito anteriormente, sin embargo pueden aparecer deformaciones. Aparte de la desviación, los efectos de la curvatura terrestre y de la refracción de los rayos de luz deben ser considerados. Por esta razón es necesario ajustar la línea al agregar los puntos de control del terreno.



Fig. 6.28

Una franja con cuatro puntos de control de inicio, cuatro puntos de control de cierre y dos pares intermedios se muestra en la fig 6.28 (también ver la Fig. 6.23). Los pares intermedios deben estar presentes en seis modelos con el fin de solucionar satisfactoriamente las deformaciones y la propagación resultado de la desviación.

Los puntos de control y de amarre, para mantener la restitución, deben estar presentes en la zona de triple superposición y cuando sea necesario con el solapamiento lateral.

Aunque la distribución descrita corresponde a los procesos de aerotriangulación analógica, la experiencia hidrográfica muestra que frecuentemente que un apoyo de este tipo sigue siendo válido en el levantamiento costero (ver Fig. 6.23). Esto también es válido cuando una franja de ajuste es llevada a cabo con los modelos independientes usando los procesos analíticos. En este caso, el método normal, después de determinar cada orientación relativa, es de notar en cada coordenada de modelo y luego ajustarlas in términos numéricos.

Cuando hay varias franjas con solapamientos laterales (ver Fig. 6.24), el ajuste de bloque con modelos independientes puede ser completado con ciertas ventajas del grupo rígido emergente.

Los puntos sujetos a la aerotriangulación son:

- a. Puntos de control de terreno
- b. Puntos de amarre
- c. Puntos adicionales para el control de restitución o puntos de detalle que requieren de cálculo específico.

Luego, manteniendo fijas las coordenadas de los puntos de control de terreno, teniendo en cuenta su relación con los puntos de amarre (o de paso) y su relación, se puede hacer un ajuste de bloque. Como resultado, las coordenadas de los puntos de paso y otros adicionales, se pueden obtener expresadas en el marco de referencia de los puntos de apoyo del terreno.

Existen siete parámetros para cada modelo de transformación en un proceso normal: Una escala, tres parámetros de translación y tres de orientación. Varias versiones de software están en el mercado; las básicas trabajan con los procesos planimétricos y altimétricos separadamente. Las más elaboradas están basadas en tratamientos 3D con un importante análisis estadístico que intentan limpiar la influencia de las desviaciones fuera de tolerancia. Con estos tipos de bloques, la cantidad requerida de puntos de control de terreno puede ser minimizada. Existe una utilización integral para ellas y un vínculo fuerte entre los modelos para enfatizar la rigidez del conjunto. Con  $5 + 0.2 M$  de puntos de control de terreno, los resultados exitosos pueden lograrse,  $M$  es el número de modelos independientes que constituye el bloque.

Un bloque de modelos independientes bajo ajuste es mostrado en la Fig. 6.29. Se debe recordar que aparte del número de puntos de control de terreno, su distribución es importante para asegurar una red precisa y rígida para la restitución.

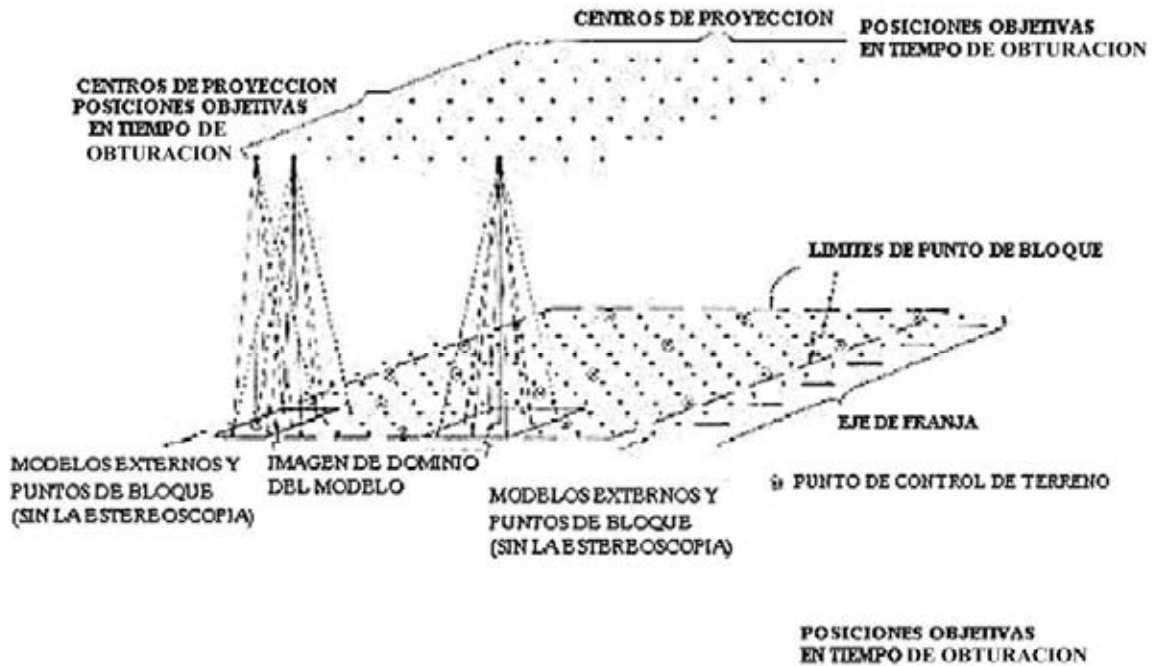


Fig. 6.29

Para simplificar, sólo unos pocos rayos de los centros de perspectiva de los puntos bajo aerotriangulación son mostrados, estos centros de perspectiva están asociados con la posición objetiva en los momentos de exposición. Los puntos de control de terreno, de los que algunos son coincidentes con los puntos de amarre, pero no en cada caso, están indicados también.

La Fig. 6.29 es también útil para mostrar el vínculo que se puede lograr a través de la intersección de rayos homólogos.

Si bien se escogió el ajuste a partir de la observación estereoscópica de modelos independientes, se podría haber encarado el proceso de haces de rayo, de los cuales se interceptan los rayos a partir de las mediciones de coordenadas en cada imagen, sin requerir necesariamente el proceso estereoscópico. Con este método, al menos nueve puntos del fotograma son medidos con frecuencia con una distribución como se muestra en la Fig. 6.30. La estabilidad de un bloque ajustado a través de esta técnica de ajuste de bloque compacto es más alta de la que se logra a través de franjas o modelos independientes. Ocasional mente, un primer ajuste es hecho con los modelos independientes, y luego, con estas coordenadas provisionales, el último ajuste es hecho con un grupo de rayos homologas.

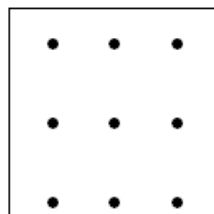


Fig. 6.30

En los ajustes en bloque, por modelos independientes o por grupo, aparte de las tres coordenadas para cada punto que se esté procesando, las coordenadas para los centros de perspectiva son creadas también.

Existen cámaras que pueden sincronizarse con los sistemas GNSS. Estas tienen la capacidad de recibir correcciones diferenciales; la posición de los centros puede ser introducida en el ajuste de bloque. Entonces, el número de puntos de control de terrenos puede ser reducido. Los sistemas con tres o más antenas están siendo desarrollados con el fin de extender la capacidad de calcular para la orientación.

Existen otros medios para aumentar la capacidad de la aerotriangulación y minimizar los trabajos de terreno; la obtención de imágenes a escalas menores está entre ellos. Tiene cierta validez para las coordenadas horizontales pero no es capaz, aún, para solucionar los requisitos de altimetría apropiadamente. Algunas franjas transversales a la misma o menor escala, son también utilizadas. Actualmente, todos estos procedimientos para las escalas fotogramétricas pequeñas (1:20000, 1:50000, 1:100000,...) son evitadas y remplazadas con la técnica descrita de posicionamiento GNSS con los centros de proyección con el mínimo control de terreno.

### 3.1.6 Apoyo (Control) de Terreno

Una de las principales tareas del campo de estudios topográficos es la creación de los puntos de control del terreno.

Aunque en el punto 3.1.5 se dan ciertas guías para la selección de puntos que permitan la aerotriangulación, es necesario considerar los requerimientos especificados de aquellos responsables de la restitución o de los procesos de aerotriangulación. El objetivo de la aerotriangulación es el control de la restitución descrita en el punto 3.1.4.

Teóricamente es posible la selección de puntos de apoyo antes del vuelo con su posicionamiento y señalización a ser fotográfica. Sin embargo, el control es frecuentemente seleccionado luego del vuelo al posicionar los puntos identificados en las imágenes fotografiadas. Esta es una forma de evitar los problemas causados por la corta vida de las marcas artificiales.

Aparte de obtener los valores de las coordenadas de los puntos de control, sus delineaciones deben ser completadas. Una impresión inicial para esa información puede ser adquirida de copias de fotograma o en un mosaico fotográfico. Algunas veces el rasgo es picado en la imagen con los detalles escritos en el reverso. Sin embargo, esto no es siempre suficiente y es necesario agregar una descripción con los gráficos para clarificar los detalles escogidos y para fijar su posición y el nivel de referencia para la coordenada vertical. Esto es importante porque algunas veces el detalle apropiado para fijar la posición horizontal no tiene un nivel bien definido. Por ejemplo, la esquina de un edificio es un buen punto de referencia de una posición horizontal pero el nivel de terreno o ambos deben ser identificables para dar un buen control vertical.

En cada caso la descripción obtenida *insitu* debe ser compatible con la que puede ser obtenida por la información estereoscópica. Para hacer esto es útil tener copias estereoscópicas o de imagen exactas para analizar esta información o para observarla con el delineador estéreo para dar la descripción a ser utilizada en la aerotriangulación.

La precisión en la posición de los puntos de control de terreno debe ser estudiada cuidadosamente, tomando en cuenta los resultados de aerotriangulación deseados para controlar la restitución. Una desviación máxima de 100ppm (100 partes por millón) de la altura de vuelo (o sea  $H/10000$ ) en las tres coordenadas puede ser aceptada. En los casos donde surjan dificultades, alternativas aceptables deben estar disponibles y analizadas.

Además de los problemas de las instrucciones para la distribución de los puntos de apoyo de terreno, de acuerdo a las necesidades de la compensación de la aerotriangulación, es importante clarificar que la provisión de los puntos de las coordenadas  $x$ ,  $y$  y  $z$  alrededor del extremo exterior del bloque son más útiles; algunos puntos internos pueden ser limitados a la coordenada vertical  $z$  únicamente.

### 3.1.7 Generalidades sobre Restituidores. Procesado digital

Un esquema simplificado de un delineador estéreo es mostrado en la Fig. 6.3.1. Tiene dos soportes de fotograma (en la película y en formato digital) en el que las coordenadas  $x'$ ,  $y'$  y  $x''$ ,  $y''$  se pueden leer. También tiene un equipo de observación (representado por dos oculares = eyepieces) que tiene dos caminos adentro (óptico, óptico/mecánico, electrónico) para permitir a cada ojo ver parcialmente cada imagen, haciendo al modelo estereoscópico disponible para mediciones. Los caminos tienen marcas flotantes con los que se forma un punto que puede ser visto en 3D cerca del modelo. Estas marcas pueden ser movidas en el modelo en la dirección del vuelo hacia el control X, transversal al vuelo con el control Y y vertical al control Z.

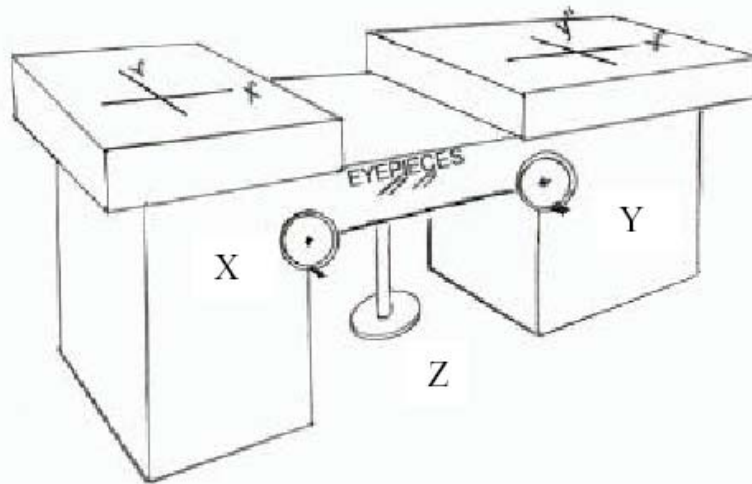


Fig. 6.31

Como se indica en la Fig. 6.31, los controles  $x$  y  $y$  son operados con las manivelas y el  $z$  con el pedal.

A través de codificadores relacionados con los movimientos en  $x$ ,  $y$ , y  $z$ , estas coordenadas pueden ser registradas. Un proceso de modelo de aerotriangulación independiente puede ser aplicado a ellos entonces. Para conducir el proceso a través de grupos de rayos, es necesario tener un instrumento con codificadores para registrar las coordenadas de fotogramas ( $x'$ ,  $y'$ ,  $x''$  y  $y''$ ).

Aparte de la exactitud requerida para distinguir 100 ppm de la altura de vuelo ( $H/10000$ ), un instrumento apropiado para la aerotriangulación debe tener todos los esenciales para registrar y codificar.

Naturalmente, todos los registros fijos, los elementos de codificación y otros relacionados con la orientación y el comportamiento interno del equipo debe ser conectado a un sistema de computación, particularmente en versiones analíticas y digitales (ver punto 3.1.4).

En las nuevas versiones digitales (Restituidores programados o de video) un monitor de computadora es utilizado para mostrar los datos requerida para llevar a cabo las observaciones detalladas anteriormente (ver Fig. 6.51). Ambos fotogramas son proyectados alternativamente en el monitor, el operador observa una con cada ojo a través de un equipo de observación especial (anagrama, lente polarizado u otra vía electro óptica), que crea una imagen estereoscópica y por lo tanto la habilidad de hacer las medidas requeridas. Otros periféricos están conectados como se indica en la figura 6.32. En un delineador estéreo digital, la imagen es dada por una cámara estéreo (CCD = Charge Complred Device = equipo de carga acoplado).

La figura 6.32 muestra un diagrama de flujo de datos en un sistema fotogramétrico digital estéreo.

En equipos de restitución electromecánicos el delineador dar la versión final del trabajo, adicionalmente el delineado era producido analógicamente sin la ayuda del proceso de las computadoras. En las versiones digitales la extracción de los datos consiste de archivos que contienen un formato preciso para la manipulación gráfica futura (copia en soporte digital), como un Sistema de Información Geográfica (GIS). En estos casos digitales, el uso de un delineador es un complemento que da una vista global del proceso de aerofotogrametría

El uso de archivos de copia en soporte digital es extremadamente conveniente para el procesamiento de los estudios hidrográficos. La información del proceso fotogramétrico puede superponerse, compararse y hacerse compatible con otros datos generados por los trabajos topográfico en el campo, de trabajos anteriores o batimetría cercana a la costa.

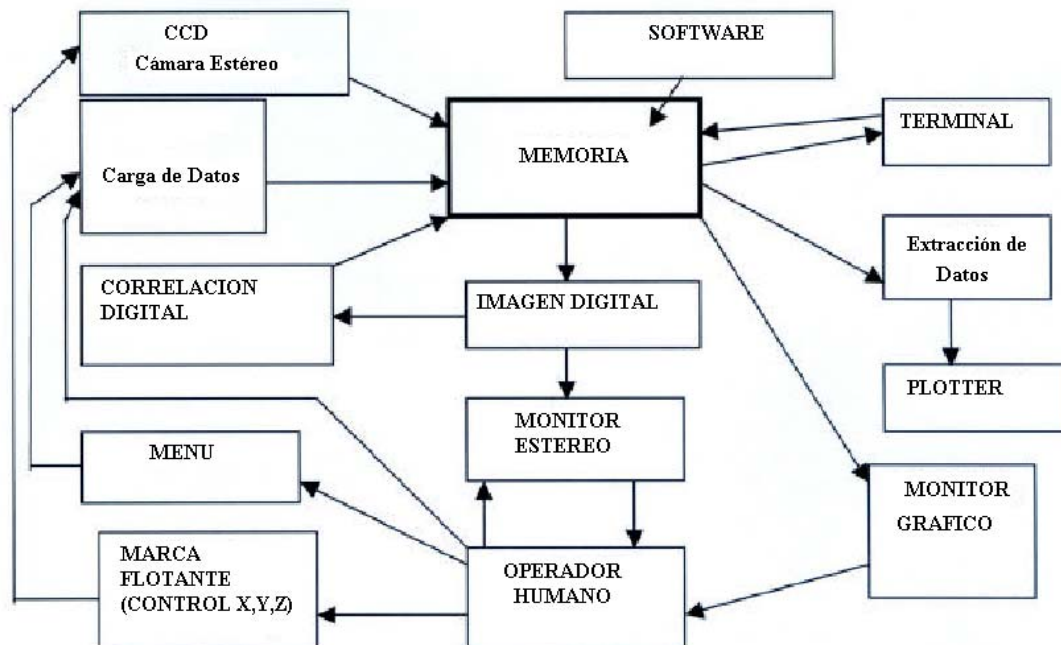


Fig. 6.32

### 3.1.8 Foto interpretación

La foto interpretación se relaciona con el examen de imágenes fotográficas, algunas veces apoyadas por la observación estereoscópica, que permite la identificación de objetos y rasgos, así como de ciertas propiedades de suelo, vegetación, etc., con el fin de obtener una descripción cualitativa de su carácter, uso o desempeño.

En muchos casos, la relación entre la altura de vuelo y los rasgos topográficos suaves no es suficiente para que el relieve sea visto con suficiente detalle para definir las líneas de drenaje, como se indica en la figura 6.19. Sin embargo, se puede lograr con un análisis minucioso y preciso de las fotografías aéreas, entonces, es posible detectar la existencia de los cursos temporales, separados por cuencas, cuyos rasgos son más claros que en la interpretación del relieve. Este es un ejemplo típico donde la foto interpretación puede lograr más descripciones precisas que la fotogrametría con una pequeña escala de imagen, aunque este procedimiento no debe ser extrapolado.

Generalmente, la interpretación de imágenes, siendo un caso particular la foto interpretación, puede ser hecha más exitosamente por los expertos en su campo en particular. Por ejemplo, un ingeniero de costas puede llegar a mejores conclusiones leyendo el comportamiento de una playa que un hidrógrafo, porque él puede analizar las refracciones de las olas y ciertos procesos de erosión.

En ciertos casos, se pueden trazar líneas de contorno muy detalladas ayudándose de imágenes obtenidas en diferentes períodos, no sólo sobre la línea de agua más alta y de la zona inter marea, sino por la existencia de la vegetación permanente o las líneas dejadas por las corrientes de marea antes de la resaca o los cambios de tonalidad de la imagen con la profundidad.

Una combinación precisa entre la calibración y la observación puede ser hecha con la comparación de algunas mediciones topográficas o batimétricas. Esto puede dar excelentes resultados. Sin embargo es necesario probar una estricta correlación entre las evidencias detectadas, por ejemplo, los cambios de tono y de las medidas. Si esto no es verificado, la base para la interpretación debe ser revisada. Algunas veces, el comportamiento de los fenómenos temáticos es interpretado incorrectamente por la presencia de zonas de banco.

La experiencia del interprete y la revisión de detalles dudosos en el campo permite que la foto interpretación sea un procedimiento muy útil como complemento de los levantamientos topográficos.

### 3.2 Tratamiento de Imágenes de sensores remotos no fotogramétricos

En esta sección sólo se considerarán los sistemas y métodos no- fotogramétricos. Como se dijo anteriormente, el término “Sensor Remoto” se aplica a la detección de objetos y a la determinación de su posición y a algunas propiedades sin hacer contacto físico con ellas. Aunque el término sensor remoto cubre todas las técnicas para hacer observaciones en la distancia, como aquellas basadas en acústica, gravedad y aero-magnetismo, en la actualidad, el sentido normal del término ha sido limitado al de la energía electromagnética.

Un sistema de teledetección genérico está compuesto de cuatro elementos básicos (Chuvieco, 1995)(Fig 6.33):

- Sistema de Sensor:** Sensor y plataforma (incluye el vehículo cohete que lo transporta hasta la órbita de operación definitiva)
- Escena:** Es el área del terreno cubierta dentro de un cierto tiempo por el sensor
- Fuente de Energía:** Es el Sol (para los sensores pasivos) o generados por el sensor (para los sensores activos).
- Sistema de proceso, Venta, Intérprete y Usuario Final:** abarca la estación de captura-recepción, antena, sistema de rastreo, ventas, agencia de distribución, interacción con el cliente y finalmente el usuario final. (Es decir, la agencia del gobierno, defensa, universidad, compañías de servicio domestico, etc.).

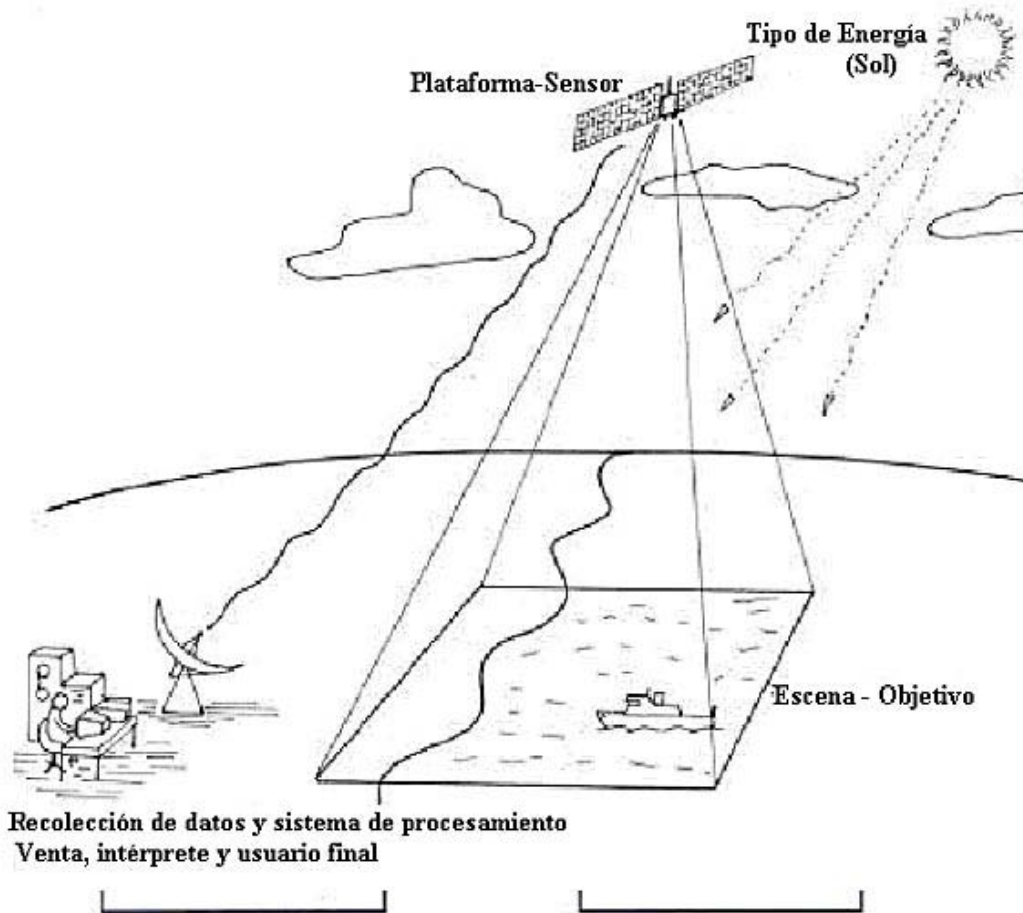


Fig. 6.33 “Sistema de teledetección (caso de sensor pasivo satelital)”

### 3.2.1 Satélite y sensores para el sensor remoto de los recursos de la tierra

Los satélites empleados en los sensores remotos de los recursos de la Tierra usan dos tipos de órbitas (Fig. 6.34):

- a) **Órbita geostacionaria ecuatorial:** El satélite está a alrededor de 36000 km de distancia y sobre un punto fijo en el Ecuador. Estos satélites solo miran a la superficie de la Tierra en una forma particular para una función exclusiva; como el satélite meteorológico Europeo METEOSAT, el americano GOES, etc.
- b) **Órbita sol sincrónica casi polar:** El satélite utiliza órbitas mucho más bajas (de 700 a 1200 km) y pasa sobre el Ecuador a la misma hora local (helio sincrónico), trasladándose una cierta distancia a lo largo del Ecuador y pasando cerca de los polos. Como el SPOT, LANDSAT, NOAA, METEOR, JERS, ERS, RADARSAT, etc.



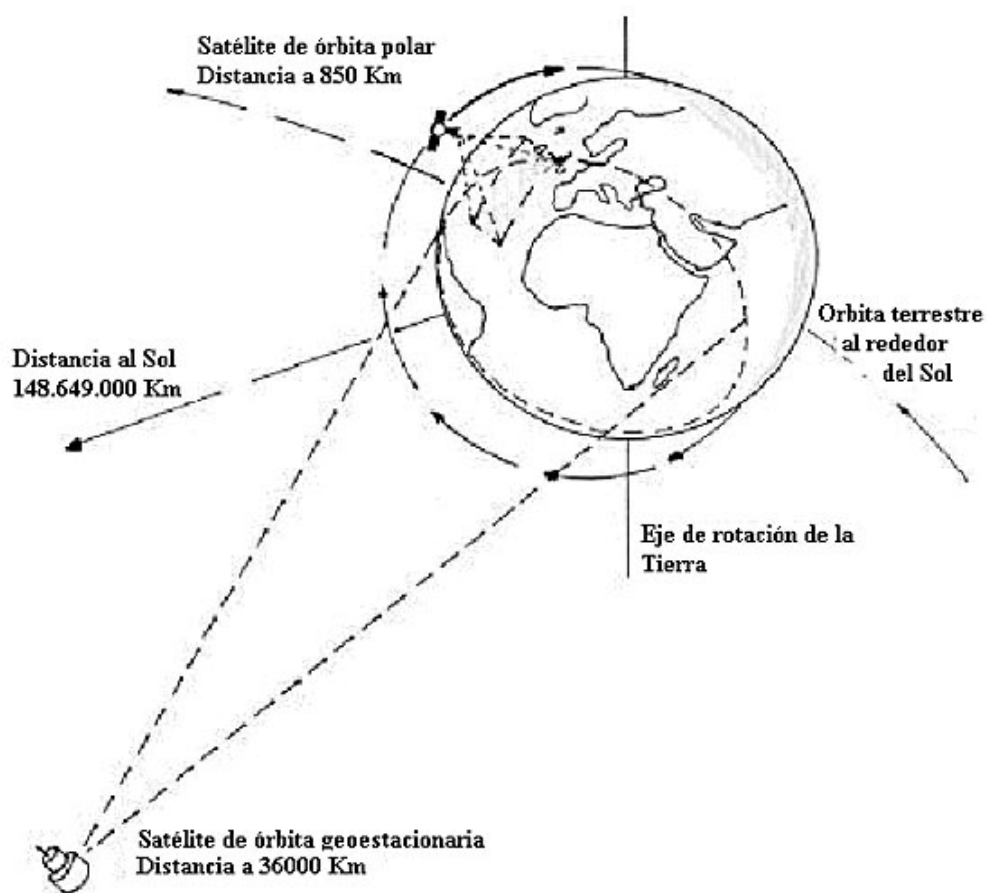


Fig. 6.34 “Principales órbitas satelitales”

Los **instrumentos sensores** pueden ser clasificados de acuerdo a la metodología del sistema:

- a) De acuerdo a la **fuerza de energía** utilizada, están divididos en (Fig. 6.35):

**Pasivos:** Los instrumentos capturan la energía radiante emitida desde el área de interés y generan la correspondiente señal eléctrica medible. La fuente de energía es el Sol. Ejemplos: MSS y TM LANDSAT, AVHRR NOAA, HRV SPOT, MMRS SAC-C.

**Activos:** Los sensores emiten un haz de energía y registran la proporción de ella retrodispersada desde la superficie terrestre. Son capaces de obtener imágenes bajo cualquier condición lumínica o meteorológica, ya que la fuente de energía es auto generada e independiente del Sol. Ejemplos: SAR ERS, JERS y RADARSAT.

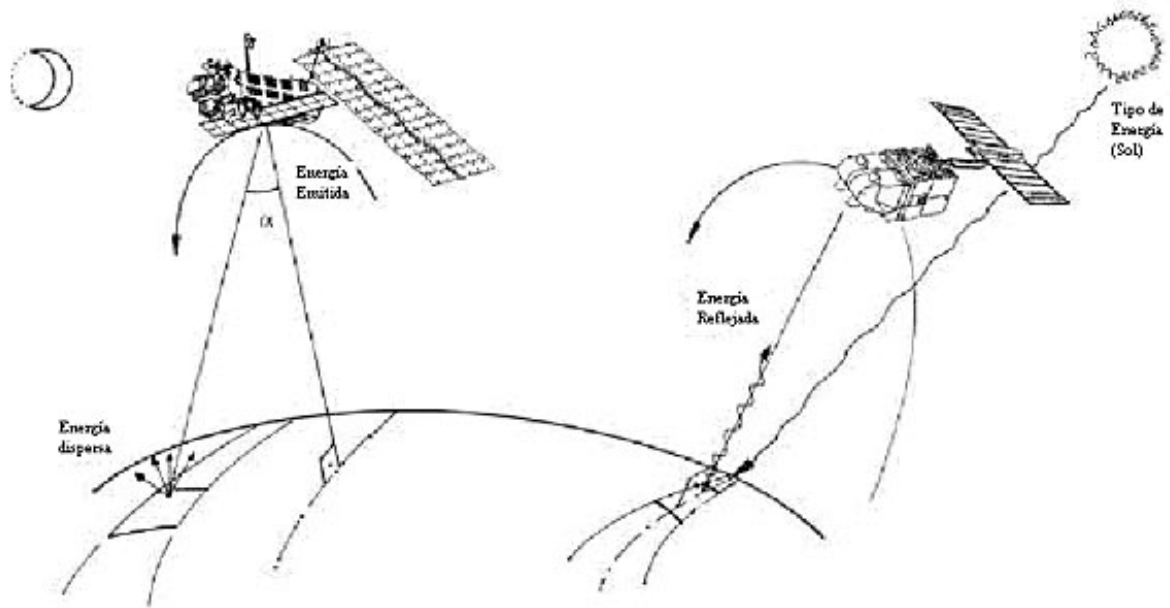


Fig. 6.35 “Sensores Activos y Pasivos”

b) Las secciones útiles del **espectro electromagnético**:

**Óptico:** éste incluye el espectro visible del ojo humano (  $0.4 \mu\text{m} - 0.7 \mu\text{m}$  ) y el infrarrojo cercano o reflejado (  $0.7 \mu\text{m} - 3 \mu\text{m}$  ).

Ejemplos: MSS LANDSAT, HRV SPOT, MMRS SAC-C.

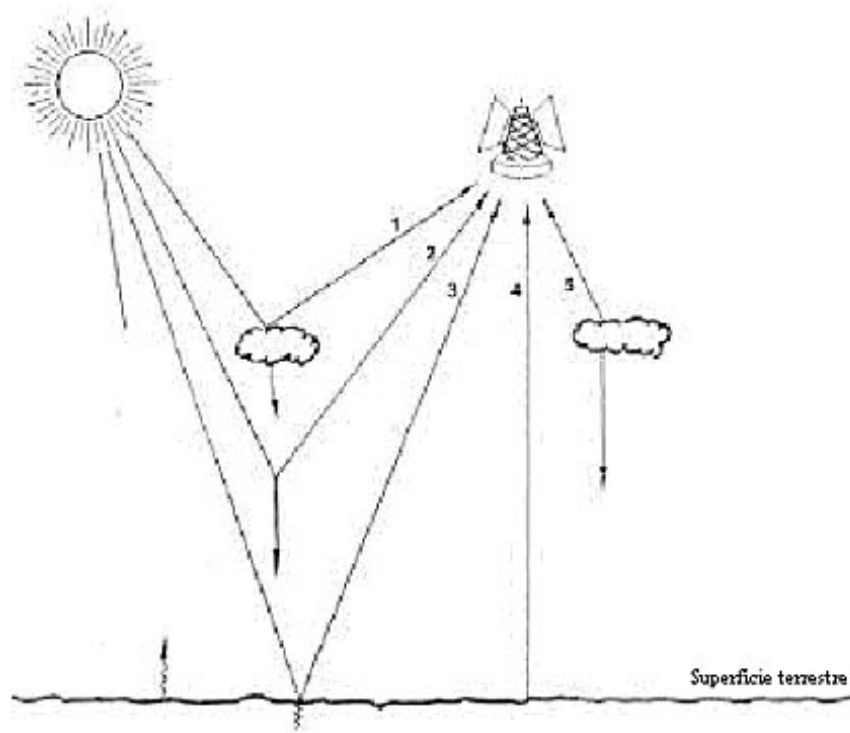
**Térmico:** corresponde al infra rojo emitido o térmico (  $7 \mu\text{m} - 15 \mu\text{m}$  ). Ejemplos: AVHRR NOAA, TM LANDSAT.

**Micro ondas:** Las ondas más largas (mm a cm) utilizadas principalmente por los radares.

Ejemplos: SAR ERS; JERS y RADASAT

**Fuentes** de radiación electromagnética que pueden ser utilizados por el sensor remoto pueden ser natural como el sol, la tierra y la atmósfera o tipos artificiales como los emisores de lámparas de destellos, láser o micro ondas

La principal fuente de energía natural es el sol, cuya energía alcanza un máximo (pico) en una longitud de ondas de  $0.47 \mu\text{m}$  (verde visible). En su camino a la Tierra, la energía solar pasa a través de la capa atmosférica y sobre pasa interacciones complejas, resumidas en los efectos de absorción, reflexión, dispersión y emisión (Fig. 6.36):



**Fig. 6.36 “Radiación recibida por los sensores”**

Los diferentes componentes son:

1. Radiación reflejada por la atmósfera;
2. Radiación dispersada por la atmósfera;
3. Radiación reflejada por la superficie terrestre;
4. Radiación emitida por la superficie terrestre;
5. Radiación emitida por la atmósfera.

Sólo una pequeña parte de la energía capturada por el sensor es utilizada para extraer información en relación a los recursos de la Tierra: la reflejada y/o emitida por la superficie terrestre. El resto debe ser filtrado para permitir extraer información adicional.

Existen zonas del espectro, que tienen mejor pasaje de la energía electromagnética; estas son llamadas “ventanas atmosféricas” (Fig. 6.37). En estas zonas la absorción es más baja, entonces la energía transmitida es más alta. Las principales ventanas son:

- 0.4 – 0.7  $\mu\text{m}$  en el visible;
- 3.5 – 5.5  $\mu\text{m}$  y 8 – 14  $\mu\text{m}$  en el térmico IR

El sensor captura y mide la energía electromagnética que viene del área de interés en bandas de espectro discretas. La medición de la intensidad de la energía transmitida de un objetivo en cada banda es llamada respuesta espectral o la “firma espectral” de este objetivo.

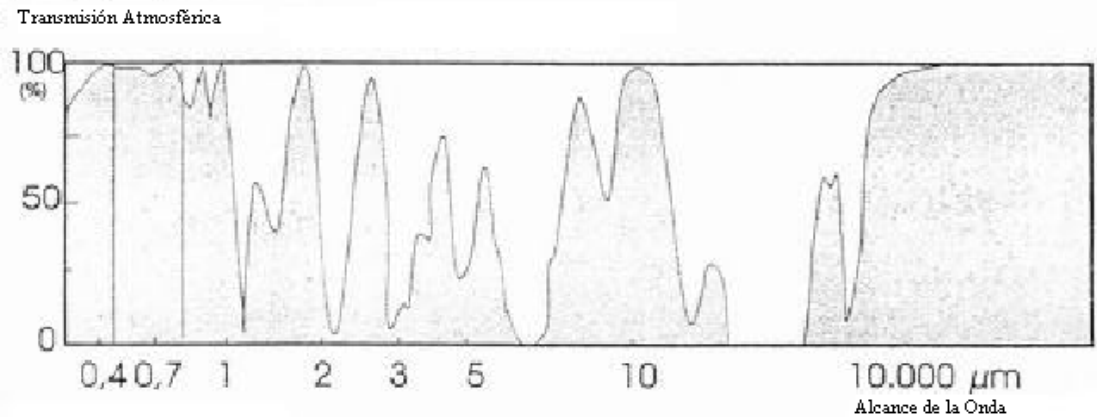


Fig. 6.37 “Ventanas atmosféricas”

### 3.2.2 Principales sistemas de percepción remota

Los principales sistemas de teledetección pueden clasificarse como sigue:

#### SENSORES PASIVOS

- Sistemas fotográficos
- Sistemas Vidicon de Haz de Retorno
- Escáner Opto mecánico
- Escáner Opto electrónico

#### SENSORES ACTIVOS

- Sistemas de radar
- **Sistemas fotográficos**

Las cámaras fotográficas fueron los primeros sensores capaces de recibir fotos multi espectrales del espacio. Continúan siendo un método utilizado con frecuencia por los sensores remotos, particularmente por las plataformas aéreas. Su base de operación es la impresión de una escena en las películas foto sensitivas a través de un sistema óptico que permite el control de las condiciones de exposición.

Las características más importantes son:

- a. **Tipo de película:** la película más comúnmente utilizada es la pancromática, en la que todo el espectro visible puede ser capturado en una sola emulsión. La radiación correspondiente al infrarrojo cercano o reflejado (IR) es capturada en tonos de grises con la película infrarroja.
- b. **Número de objetivos:** Se pueden hacer múltiples observaciones con dos diferentes construcciones, incorporando varios lentes, cada uno con un filtro apropiado, en una cámara, que permita impresiones de la misma imagen en varias bandas del espectro, o al ensamblar varias cámaras en la misma plataforma, cada una con diferentes filtros y películas apropiadas (ver Fig. 6.38)

- c. **Angulo de vista:** En la fotografía vertical (la más frecuentemente utilizada), las imágenes son capturadas aproximadamente ortogonales a la superficie terrestre (5° de desviación es lo permitido) y en la fotografía oblicua, un ángulo de vista de 90° (utilizado en estudios de relieve, infraestructura urbana, etc).
- d. **Altura de Observación** La altura (H) es altamente variable, dependiendo si es aérea o espacial y la relación con la distancia focal (f) determina la escala (S) del fotograma obtenido (ver 3.1.1).

$$S = f / H$$

Se puede citar un ejemplo de fotografía espacial en las fotos pancromáticas e IR tomadas desde el Taxi Espacial durante el Programa de Laboratorio Espacial Europeo (1983). De hecho, con la cámara métrica RMK 20/30 algunas fotos estereoscópicas fueron obtenidas de varias regiones del mundo, en una escala de 1:820.000 a una altura de 250 Km con una resolución aproximada de 20 a 30 m, estas fueron utilizadas principalmente para propósitos cartográficos. (Konecny, 1986).

Más recientemente, cámaras como la MKF-6 (Fig. 6.38), a bordo del laboratorio espacial Soyuz, han permitido capturar fotos de alta resolución y en 6 bandas del espectro IR visible y cercano (Chuvieco, 1995). También a bordo del Soyuz, las cámaras como la KFA 1000, con distancia focal de 1 m aproximadamente y a 351 km de distancia, logró resoluciones geométricas desde 5 a 10m.

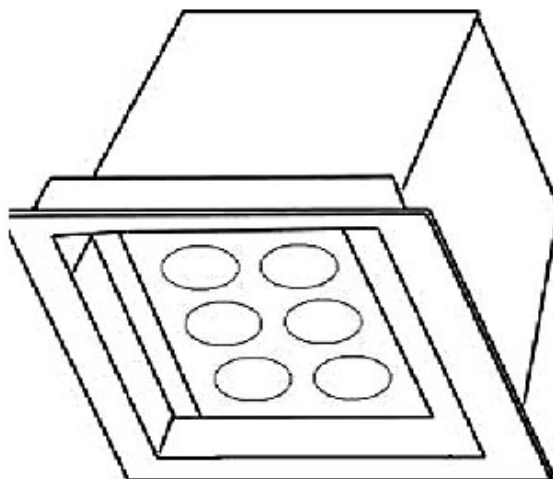


Fig. 6.38 “Cámara multi espectral MKF-6”

- **Sistemas Vidicon de haz de Retorno**

EL Haz de Retorno vidicon (RBV) fue un sensor pasivo similar a un tubo de cámara de televisión. Este sensor fracasó a comienzos de los primeros ERTS (llamados LANDSAT después) y nunca fue de uso rutinario.

Dos cámaras RBV observaron la superficie por completo de forma instantánea, utilizando filtros de color para dar a las bandas multispectrales centradas en el espectro azul-verde, amarillo-rojo y rojo-IR en los dos primeros satélites LANDSAT.

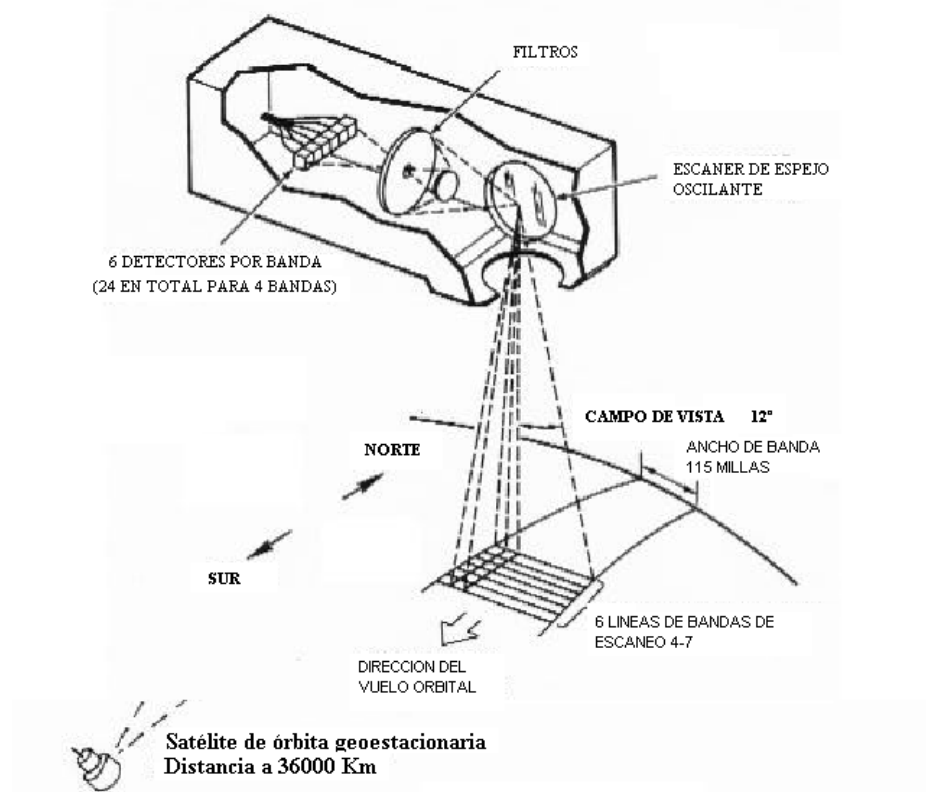
Una cuarta cámara RBV en Landsat-3 era una versión pancromática (0,505-0,75  $\mu\text{m}$ ) que proveía cuatro imágenes conexas a una resolución de 30 m.

Este tipo de sistema ha sido utilizado en los satélites TIROS y LANDSAT, entre otros.

- **Sistemas de barrido óptico-mecánicos**

Estos tipos de barredores son instrumentos óptico-mecánicos, donde un elemento óptico manejado mecánicamente, generalmente un espejo rotante o oscilante, es utilizado para desviar un haz óptico a los detectores de ángulos rectos a la línea de vuelo. El eje de rotación o de oscilación del espejo es paralelo a la línea de vuelo u órbita.

Como ejemplos, el barredor aerotransportado Daedalus usa un sistema rotatorio y la serie de satélites LANDSAT utiliza un sistema oscilante en su Barredor Multi Espectral (MSS) (Fig. 6.39).



**Fig. 6.39 “LANDSAT MSS (NASA, 1997)”**

El MSS LANDSAT consta de un espejo móvil que oscila perpendicularmente a la dirección de vuelo. La radiación recibida pasa a un conjunto de detectores que lo amplifican y lo convierten en una señal eléctrica. Esta señal se convierte en un valor numérico, que puede ser guardado a bordo o transmitido a las antenas de la red de recepción terrestre.

En resumen, el sensor transforma una señal analógica, la radiación recibida, a un valor digital, generando imágenes digitales. Estos valores de radiación pueden ser transformados, a su vez, en niveles de radiación, conociendo los coeficientes de calibración del sensor y las condiciones de adquisición.

El número y los atributos de los detectores, que contienen el equipo de barrido, son fundamentales para comprender las características de la imagen resultante.

La señal enviada por el sistema óptico a estos detectores es re-muestreada con intervalos regulares, para que sólo un valor numérico sea grabado a cada cierta distancia. Ese intervalo marca el tamaño de la mínima unidad de información adquirible por el sensor; es denominado “pixel” (elemento de imagen). La señal detectada por cada pixel tiene una relación directa con el tipo de superficie observada. Si la señal se origina a partir de una superficie homogénea, el valor del pixel la definirá correctamente; en el caso de una superficie heterogénea, el resultado será un promedio de las características del área observada.

En muchos equipos de exploración por barrido, la señal recibida se descompone a bordo en varias longitudes de onda, enviándose cada una de las cuales a un tipo especial de detectores, sensibles a este tipo de energía. Estos son conocidos como exploradores de barrido Multiespectral, pues detectan la misma superficie del terreno en distintas bandas del espectro.

Las ventajas de los equipos de barrido multiespectral en relación con los simples sensores fotográficos son (Chuvieco, 1995):

- a. Permiten ampliar la banda del espectro detectada a longitudes de onda mayores del visible. Las emulsiones están limitadas al rango de 0,4 a 0,9  $\mu\text{m}$ , mientras que los equipos de barrido pueden abarcar de 0,4 a 12,6  $\mu\text{m}$ , incluyendo el infrarrojo medio y el térmico.
- b. Más fácil calibración y corrección radio métrica de datos;
- c. Habilidad de tener cobertura sistemática y extensiva gracias a su capacidad de transmitir los datos en tiempo real.
- d. Grabación digital de la información, que mejora su confiabilidad y permite el procesado computarizado.

Las desventajas son su menor resolución espacial y la exigencia de contar con equipos específicos de tratamiento de imágenes.

Ejemplos de estos sistemas son el AVHRR (Radiómetro Avanzado de muy Alta Resolución) en los satélites TIROS-NOAA y el Escáner Multi- Espectral (MSS) LANDSAT.

Un sensor multiespectral mas sofisticado, denominado Thematic Mapper (TM), se agregó en los satélites Landsat 4 al 7. Aunque similar en su modo operacional al MSS, el TM se compone de siete bandas que tienen características diferenciales, adicionando capacidades batimétricas, geológicas y térmicas con mejorada resolución geométrica.

- **Sistemas de barredores óptico-eléctricos**

En los barredores óptico-electrónicos, también denominados por empuje (pushbroom), se elimina el espejo oscilante, gracias a disponer de una cadena de detectores que cubre todo el campo de visión del sensor. Estos detectores se van excitando con el movimiento orbital del satélite, explorando en cada momento, una línea completa, desplazándose ésta simultáneamente con la plataforma. Los detectores sólidos que forman un barredor óptico-electrónico se denominan dispositivos de acoplamiento por carga (Charge Couple Devices CCD) (Fig. 6.40).

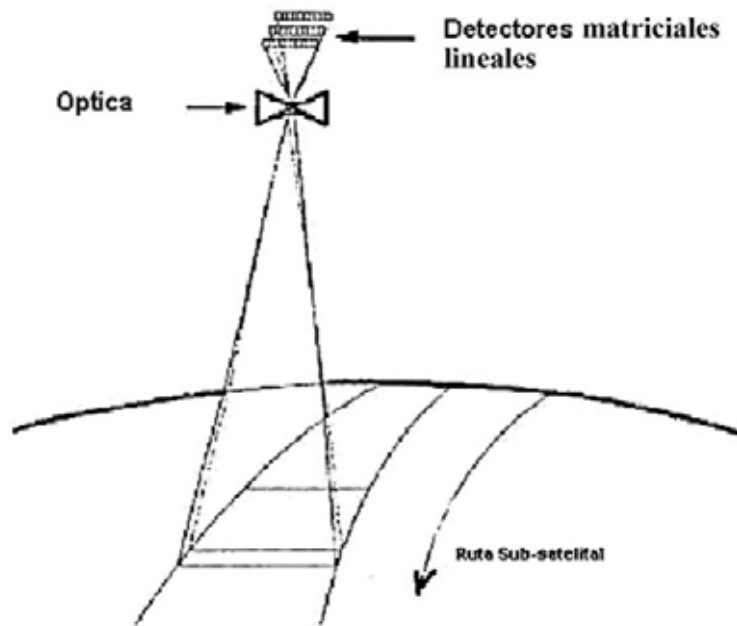


Fig. 6.40 “Sistema CCD (Chuvieco, 1995)”

Con este tipo de sensor se aumenta la resolución espacial del sistema respecto a los barredores convencionales, al eliminar la parte móvil. Además no se requiere que los sensores sean interrogados una vez por pixel, sino sólo una vez por línea, lo que agiliza la detección y emisión de datos.

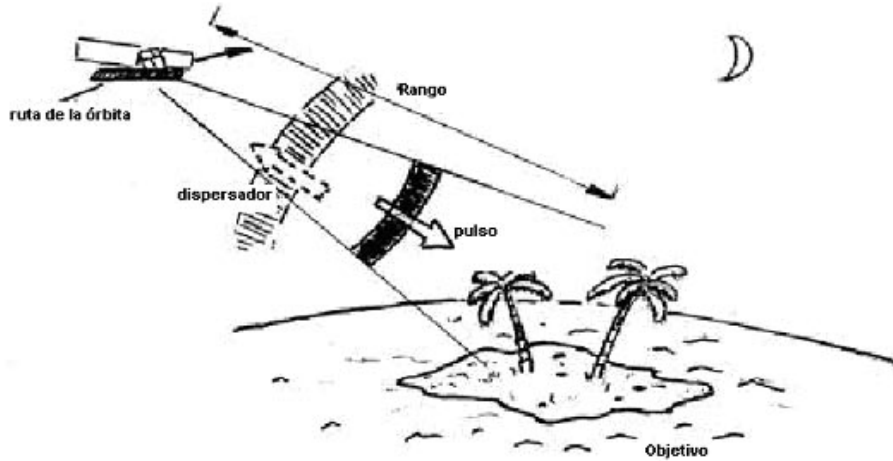
Ejemplos de este sistema son el Alta Resolución Visible (High Resolution Visible HRV) del satélite francés SPOT, el alemán MOMS y los sensores del indio IRS-1 y del japonés MOS-1.

- **Sistemas RADAR**

El RADAR (**R**ADIO **D**ETECCION **A**ND **R**ANGING) permite obtener información sobre la topografía, rugosidad, cobertura y humedad de la escena, usando un radiómetro de microondas activo, que trabaja en un rango espectral entre 0,1 cm y 1 m. Debido a su flexibilidad al poder trabajar en cualquier condición atmosférica y lumínica es cada vez más utilizado. Existen diferencias importantes entre cómo se forma una imagen radar y que se representa en esa imagen, comparada con imágenes provistas por sensores remotos ópticos, la energía asociada al sensor remoto del radar, la forma en que la energía interactúa con los objetivos de la superficie y la forma en que esta interacción es representada en la imagen (Davidson, 1997).

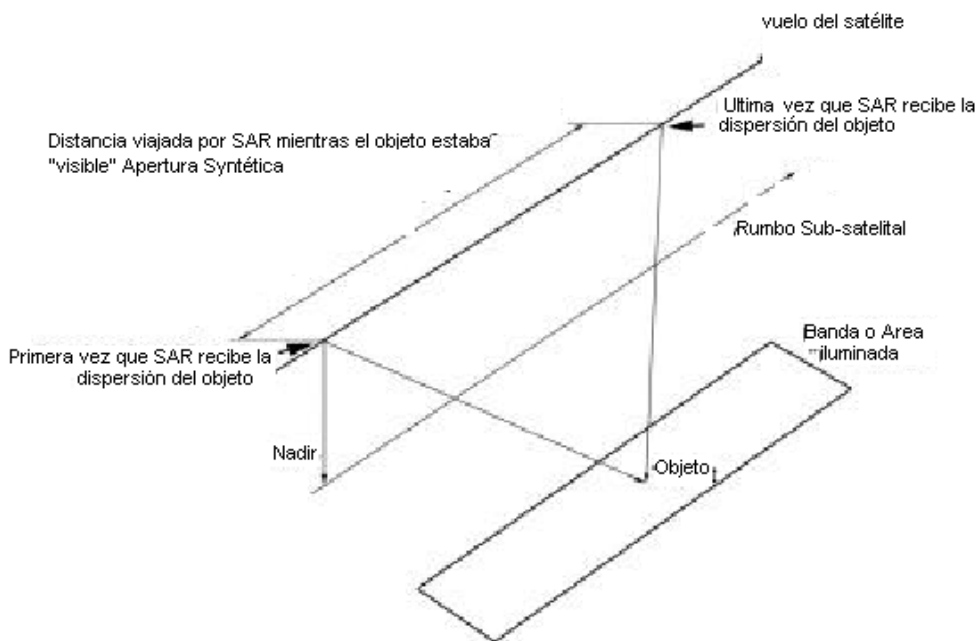
El principio de operación del radar está basado en la emisión de un pulso (haz) de micro ondas (radio) hacia la escena o el objetivo. La energía incidente es dispersada por la escena hacia el radar, que mide la intensidad (detección) y el tiempo pasado entre la emisión y la recepción (rango) (Fig. 6.41).





**Fig. 6.41 “Operación básica del RADAR”**

El **radar de abertura sintética (SAR, Synthetic Aperture Radar)** es el tipo de radar más utilizado en satélites. Su principio se basa en el efecto Doppler, que afecta la observación realizada cuando existe un movimiento relativo entre objeto y sensor, registrándose los pulsos de un mismo objeto de la superficie terrestre en momentos sucesivos de su trayectoria. La resolución resultante es equivalente a la que se obtendría con una antena de similar longitud a la distancia existente entre los puntos extremos, desde los cuales alcanza un mismo objeto. (Fig. 6.42).



**Fig. 6.42 “Concepto de Radar de Apertura Sintética”**

Ejemplos de sistemas SAR de recursos naturales son los europeos ERS y ENVISAT, el RADARSAT canadiense, y el JERS japonés.

### 3.2.3 Estructura de Imagen y Soporte

Una imagen se forma a partir de la energía captada por el sensor, quien la convierte a una señal analógica. Luego es procesada y almacenada como un valor numérico. El intervalo regular de grabado de la señal determina la unidad de información que tiene la imagen. A esta mínima porción de datos, representada por un solo valor digital, se la denomina “pixel” (elemento de imagen), y depende, como se vio anteriormente, de la resolución geométrica del sensor empleado. El pixel está caracterizado por un número digital (DN), que resulta de la codificación digital de la radiancia detectada para ese rango del espectro o banda.

La imagen numérica es un arreglo geométrico (matriz) de dos dimensiones. En cada pixel  $P_{ij}$  (punto elemental de la matriz) se asocian tres valores:

- su coordenada en línea  $L_i$ ;
- u coordenada en columna  $C_j$ ;
- la medida física realizada por el receptor en ese pixel en un rango dado de longitudes de onda:  $DN_{ij}$ .

Una imagen multiespectral está constituida por  $k$  matrices, llamadas canales o bandas. En este caso, la imagen se vuelve un arreglo tridimensional, incorporando la banda como tercera dimensión. Por ejemplo una imagen multiespectral MSS LANDSAT posee cuatro canales  $MSS_k$ , donde  $k = 1, 2, 3, 4$ . Las intensidades radiométricas de un canal son recuentos numéricos con valores cuyos límites 0 y 255, permitiendo en general hasta 256 valores posibles. Estos valores están codificados en octetos (bytes) u 8 bits.

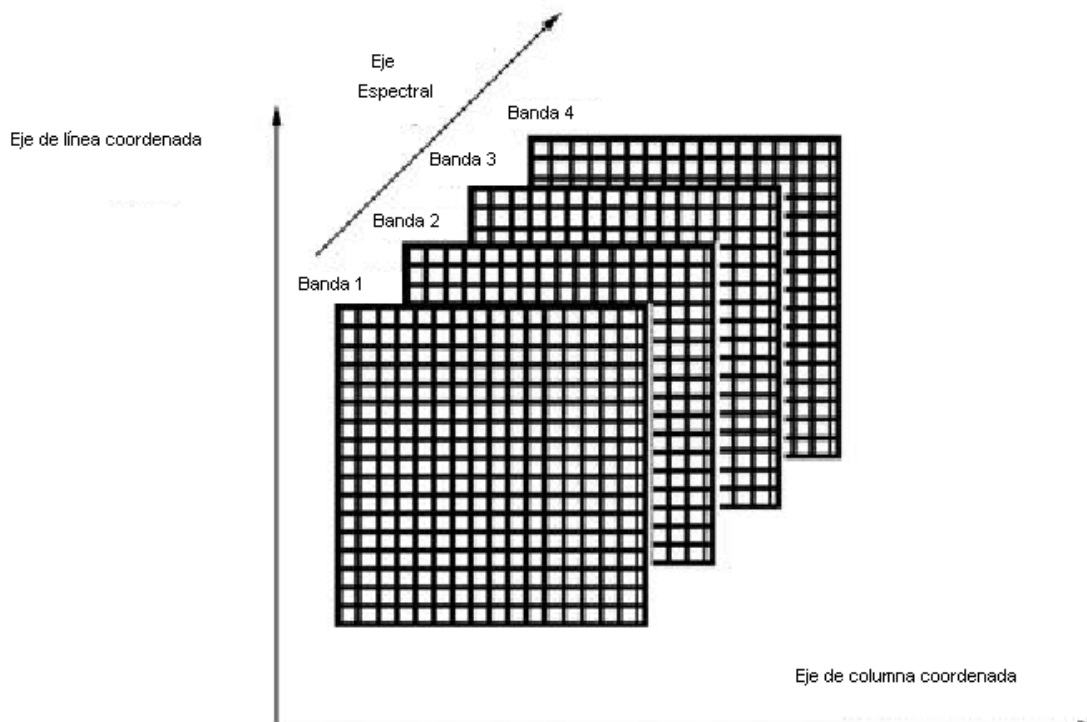


Fig 6.43 “Estructura matricial de la imagen multiespectral”

El principio fundamental de la visualización de una imagen digital es el de asociar el color o tono de gris a cada valor radiométrico, conservando al mismo tiempo la representación de matriz de la imagen. Existen dos posibilidades de visualización: la visualización de un solo canal y la visualización de varios canales en síntesis de colores sumatorias.

En el caso de la visualización en un único canal, se define una correspondencia entre la intensidad (DN) y el tono de gris, de modo que se le asigna la intensidad mínima (0) al negro y la intensidad máxima (255) al blanco, asignando diferentes tonos de gris a los valores intermedios. El histograma de una imagen numérica es una representación gráfica de la frecuencia de aparición de los distintos niveles de intensidad radiométrica. El histograma nos permite conocer la distribución de píxeles en la imagen para el intervalo de valores entre 0 y 255.

Para mejorar una imagen digital es posible modificar la correlación entre los valores numéricos y el rango de gris o de color. El objetivo es aumentar el contraste global de la imagen. Esto se realiza reemplazando los valores originales, entre los valores mínimos y máximos, con los nuevos valores distribuidos dentro de 255 niveles, como una forma de utilizar todos los niveles de gris disponibles en la visualización. Esto puede lograrse aplicando una función lineal (línea recta), adaptando la imagen de acuerdo a la curva del histograma acumulado o por otros métodos viables de distribución, los más comunes usando exponenciales, segmentos lineales, etc.

Para la visualización en colores, el principio es el mismo que para la visualización en blanco y negro (BW). La única diferencia es que se asocia un color, y no una intensidad de gris, a cada valor numérico del canal. Así debe definirse una apropiada paleta de colores.

Existen convenciones para la combinación del canal de color. Por ejemplo, el MSS LANDSAT normalizado la imagen Compuesta de Color Falso (FCC) asigna el color azul a la banda verde (centrada a  $0.55 \mu\text{m}$ ), el verde a la banda de rojo visible ( $0.65 \mu\text{m}$ ) y el rojo a la banda IR cercana ( $0.75 \mu\text{m}$ ).

Existen alternativas para el **formato de grabado de imagen**. En general, la imagen contiene un archivo “encabezado” que indica el formato de grabación, el tipo de sensor, la ubicación geográfica del área, la fecha, la posición solar, las correcciones de los datos y la calibración de la imagen. Los formatos de grabado más frecuentes son:

**BSQ** (Bandas secuenciales): el número digital (DN) sigue un orden secuencial, a partir del origen (línea 1, columna 1) hasta el pixel final de la primera banda; luego continúan las siguientes bandas.

**BIL** (Bandas intercaladas por líneas): los DN están ordenados por líneas. Comienza la primera línea de la banda uno, luego la primera línea de la segunda banda y así continua con las siguientes bandas. Una vez que todas las bandas están completas, pasa a la segunda línea de la primera banda, la segunda línea de la segunda banda, etc.

**BIP** (Bandas intercaladas por píxel) El formato es similar al método anterior, excepto que en este caso el DN está ordenado por píxel. El primer píxel es grabado en el origen de cada banda, luego el segundo píxel, y continúa así hasta completar la imagen.

El **soporte de imagen disponible**, film negativo o positivo o papel fotográfico, varía de acuerdo al programa espacial. La película negativa es el producto más versátil, ya que éste permite la generación de todas las ampliaciones consideradas necesarias en la escala deseada. La película positiva es muy útil para la reproducción fotográfica y para las impresiones de la imagen. El papel es el medio análogo más comúnmente utilizado ya que garantiza la habilidad de interpretar directamente las imágenes de alta calidad; sin embargo la escala en la que está presentado es rígida. La imagen de películas en negativo LANDSAT TM de (23x23 cm) son ofrecidas a una escala de 1:500.000, mientras que otros programas ofrecen imágenes a una escala de 1:1.000.000, adicionalmente las ampliaciones pueden ser obtenidas en papel a escalas de 1:250.000 y de 1:100.000.

Actualmente las Cintas magnéticas Compatibles a Computadoras (CCT), las cintas Exabyte y los Discos Compactos de Memoria de Solo Lectura (CD-ROM) son los tipos de medio digital más útiles.

### 3.2.4 Fundamentos de interpretación y procesado

La interpretación de la imagen se refiere a las técnicas requeridas para definir, reconocer e identificar objetos o fenómenos en una imagen y de interpretar su significado. Para conducir estas tareas, se debe considerar una parte esencial del trabajo de preparación para definir los parámetros y los métodos a ser utilizados.

La escala es una de los primeros parámetros a ser definida y está unida a los objetivos mencionados anteriormente; la escala define la unidad mínima de información que debe ser incluida en el mapa, llamada la Unidad Cartográfica Mínima (MCU). Es recomendado que el MCU no sea menor a 4 mm<sup>2</sup> a una escala del mapa. Entonces, la escala de trabajo debe estar relacionada directamente con el más apropiado tipo de sensor para hacer el proyecto. De acuerdo a las recomendaciones de la Asociación Cartográfica Internacional, los límites de escala más apropiados para los diferentes sensores son:

LANDSAT – MSS	1 : 200.000
LANDSAT – TM	1 : 100.000
SPOT – HRV	1 : 50.000

Para resumir los factores de interpretación de imagen, lo siguiente debe ser considerado:

- **Sistema de Plataforma- Sensor:** El tipo de sensor más apropiado depende de los objetivos y del nivel de precisión requerido para el proyecto; o sea el mapa global (planisferios) serán llevados a cabo con sensores de baja resolución espacial (NOAA AVHRR o SAC-C MMRS) mientras que aquellos que requieren una escala mayor usarán sensores que ofrecen un mayor detalle espacial (Landsat TM o SPOT HRV). Sin embargo, en otros casos la resolución espacial es secundaria a la resolución temporal o espectral; si el fenómeno en estudio es muy dinámico en tiempo, como la detección de derrames de petróleo en el mar, será apropiado usar sensores de resolución temporal más alta, mientras que se sacrifica la precisión espacial. En otros proyectos la dimensión espectral será más importante, como en los estudios de color del océano a partir de sensores ópticos.
- **Fecha de captura de la imagen:** El momento más apropiado para adquirir las imágenes será cuando el fenómeno a ser estudiado tenga su discriminación más alta sobre otros de comportamiento espectral similar; como el mapa de la zona de la línea de ribera con gran amplitud de marea y playas extendidas, entonces la captura de la imagen debe ser planificada con un análisis de las predicciones de la marea local.
- **Soporte de imagen:** La selección de los medios, en los cuales se realiza la interpretación, depende de las técnicas a emplear. Si es mediante análisis visual, tres principales aspectos deben ser considerados: el material de soporte de la imagen, la escala y el número de banda o la combinación de bandas seleccionada.

La película fotográfica o el papel es ideal para la interpretación analógica (visual), mientras que el Exabyte, los discos floppy, el CCT o el CD-ROM son los mejores para el proceso digital. Adicionalmente, el número ideal de bandas para un proyecto depende del fenómeno monitoreado o delineado.

- **Selección del método de análisis:** Los métodos de análisis de imagen pueden ser visuales o digitales. Cada uno tiene sus propias ventajas y desventajas. El tratamiento visual requiere de una menor inversión que con el proceso digital; sin embargo, los procesos de computadoras presenta costos unitarios más bajos con las áreas grandes, mientras que la interpretación visual sigue los costos lineales.

En resumen, cuando se hacen trabajos complejos los resultados de ambos métodos son apropiados, aunque los métodos digitales están ganando importancia gracias a los avances en el proceso de imagen, via equipo de computación (hardware) y programas (software).

La **interpretación visual de imagen** de sensor remoto está basada en las mismas habilidades utilizadas en la interpretación clásica de foto aéreas. La interpretación de las imágenes VIR y SAR es similar ya que la misma clave de interpretación es utilizada. Cuando las imágenes SAR son empleadas, las propiedades únicas de la imagen de radar deben ser recordadas e incorporadas en el proceso de interpretación.

Los elementos principales usados en la interpretación visual son:

- **Escala:** Es la relación entre las dimensiones lineales en la imagen y en el terreno.

$$S = \text{Imagen/Terreno}$$

En general, la escala (S) es expresada como una división con numerador igual a "1" y denominador "D":

$$S = 1/D$$

- **Forma y Tamaño:** la forma y el tamaño están unidos directamente a la escala; la forma se refiere a la forma espacial de un objeto o un área, la forma puede ayudar a distinguir entre los rasgos naturales y culturales.

El tamaño de un rasgo puede ser útil para distinguir los rasgos entre ellos en términos relativos. La escala es un factor, que influencia el tamaño de un objeto o un rasgo presente en la imagen. La forma, el tamaño y la escala son fundamentales para la definición de los patrones.

- **Tono:** El tono se refiere a la intensidad de energía recibido por el sensor para cierta banda del espectro. En el producto fotográfico, los píxeles con tonos oscuros indican aquellas áreas donde el sensor detectó una señal baja, mientras que las áreas claras son aquellas de valores de alta radiación. El tono está relacionado estrechamente con el comportamiento espectral de las diferentes coberturas de la tierra para la banda del espectro específica en la cual trabaja.

En las imágenes de radar, el tono resulta de la dispersión del objeto, las variaciones de tono son normalmente funciones de la intensidad de la retrodispersión radar desde el terreno; es decir, las superficies de agua lisas se ven oscuras porque actúan como reflectores especulares con la energía reflejada alejándose del sensor.

- **Color:** En las imágenes VIR el color es una consecuencia de la reflectividad selectiva de los objetos a las diferentes longitudes de ondas. Esas superficies con alta reflectividad en ondas cortas visibles y más bajas en el resto aparecen con el color azul, mientras aquellas que absorben ondas cortas y reflejan ondas largas aparecen con tonalidad roja. Si el sensor captura la información en bandas del espectro azul, verde y rojo, se puede obtener una composición en el color natural.

Las imágenes SAR son mono banda y por eso son vistas en tonos grises.

- **Textura:** La textura es la frecuencia de los cambios de color o de tono. Se refiere a la rugosidad aparente o a la suavidad de la región en imagen, representando el contraste de espacio entre los elementos del que está compuesto.

La textura de la imagen viene de la relación entre el tamaño de los objetos y la resolución del sensor. En general, la textura es clasificada en la textura gruesa, media o fina. En las imágenes SAR, se puede clasificar como suave, fina, granosa, lineal, manchada y muy manchado.

El contraste es la relación entre las áreas claras y oscuras o la relación del tono entre un objeto y los objetos a su alrededor.

- **Sombra:** Usualmente la sombra une las dimensiones del objeto (mayormente su altura) con el ángulo de la incidencia de la energía (El Sol o el haz de ondas).

En las imágenes SAR, las sombras indican el tipo de relieve. La longitud de la sombra puede ser usada para estimar la altura, mientras que su proyección indica la forma espacial.

Finalmente, la interpretación visual es llevada a cabo al evaluar todos los parámetros anteriormente mencionados y al comparar las características de los objetos mostrados con los patrones bien conocidos (cobertura de la tierra, infraestructura de drenaje, neto y urbano, etc).

El proceso de identificar o ayudar a identificar los rasgos a través del contexto local y regional es llamado asociación. Por ejemplo, el paisaje del terreno y las características del Mar Antártico tienden a formar asociaciones a través de relaciones naturales y procesos bien conocidos (bandejones, fracturas y glaciares).

- **Patrón:** El patrón representa el régimen de orden espacial o la repetición de rasgos. El espacio, la densidad y la orientación son indicadores del patrón; por ejemplo la red del río (o la vertiente de agua) está unida al relieve, el patrón dendritico es representativo de un área ondulante (montañas, lomas), mientras que los patrones serpenteantes representan áreas planas o llanas.

### 3.2.5 Procesado previo de datos y datos complementarios

Las imágenes satelitales, obtenidas por una tercera parte, habrán sido procesadas por la institución que las adquiere con el fin de estandarizar los productos disponibles. Un tratamiento base está hecho y cuando el cliente lo solicite, se puede complementar con tratamientos opcionales adicionales para mejorar la geometría y la radiometría del producto, adaptándolo mejor a los objetivos de su futura aplicación.

El tipo de proceso y sus denominaciones son característicos de cada sistema. En general, está organizado en jerarquía progresiva de correcciones, de manera tal que cada nivel incluya todos los anteriores mientras agrega otros.

Por ejemplo, para los productos HRV SPOT, existen los siguientes niveles de tratamiento (fig. 6.44):

Nivel 1A: Nivel básico general para todas las imágenes, donde una calibración de sensores en cada banda espectral ha sido hecha. No hay corrección geométrica. Las imágenes son usadas en los estudios radiométricos finos.

Nivel 1B: Se corrigen las deformaciones sistemáticas por la rotación terrestre, el efecto panorámico, el efecto de la deriva y la incidencia del ángulo. Existen correcciones para el origen geométrico, pero eso pudo haber influenciado la radiometría, ya que se lleva a cabo un re-muestreo.

Nivel 2: Las correcciones geométricas y de localización son llevadas a cabo usando datos internos y externos. Los datos internos empleados son: Datos de órbita restituída, geometría del campo de visión instantáneo (IFOV), datos auxiliares de restitución de datos del satélite. Los datos externos son: Parámetros del sistema de representación plana elegido, altura media para la rectificación, coordenadas de puntos de control terrestre (GCP).

Hay 2 subniveles, en función de la utilización o no de los GCP:

Nivel 2A: Se realizan correcciones bidimensionales para transferir la escena a cierta proyección cartográfica (Mercator, Mercator Transversal, Lambert, etc.-ver Capítulo 2). Se emplean los datos de altitud del satélite y de geometría del IFOV (campo de visión instantáneo), sin utilizar los GCP.

Nivel 2B: La corrección geométrica usa los GCP, obteniendo una mayor precisión que en el Nivel 2 A.

Nivel 3: Las deformaciones geométricas producidas por el relieve son consideradas. Se necesita los datos de los Modelos de Elevación Digital (DEM). La precisión de posición absoluta está en el orden de los 0.5 píxeles. Como resultado, se obtiene un ortomorfismo.

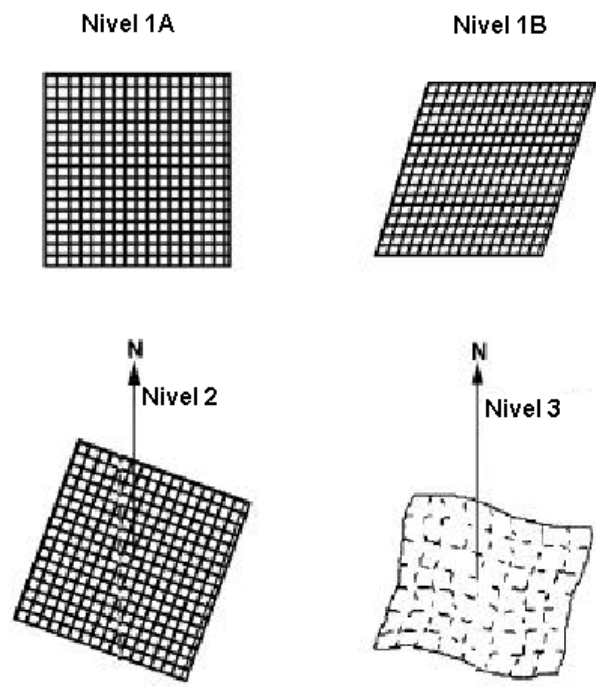


Fig 6.44 “Niveles de procesamiento de imagen SPOT (Adaptado de GDTA, 1993)”

## Data complementarios

El procesado de la imagen necesita de los datos complementarios para ser usados en sus correcciones geométricas y la preparación del producto cartográfico final. La geo-codificación puede ser hecha sin el GCP pero la posición resultante es sólo relativa, si se necesita un vínculo a un sistema de referencia, se deberá usar el GCP.

Los puntos de control terrestre (GCP) son puntos con coordenadas conocidas y que resultan perfectamente detectables en la imagen. Se utilizan para definir las ecuaciones de transformación de coordenadas de imagen a coordenadas en un sistema de referencia cartográfico determinado. Se pueden obtener de documentos cartográficos (cartas) o a partir de trabajos topográficos de campaña. En determinados casos pueden instalarse en el terreno señales reflectoras (transponders), que son fácilmente detectables en la imagen, de modo de permitir la geocodificación en zonas con pocos detalles naturales o artificiales.

Los datos cartográficos adicionales (tipo de costas, obstáculos a la navegación, detalles costeros y de infraestructura urbana, portuaria y vial) pueden emplearse para la interpretación de la imagen o para enriquecer el producto final. Estos se pueden obtener a partir de digitalización de cartas existentes, de bases de datos georreferenciadas (GIS), o bien de levantamientos de campaña complementarios.

### 3.2.6 Procesado de imagen

Las imágenes satelitales presentan distorsiones geométricas y radiométricas, que dependen del tipo de sensor, la plataforma y las condiciones de captura. En las aplicaciones hidrográficas, la información de múltiples fuentes es usada muy frecuentemente. Por lo que, para estandarizar, y por ende para ser capaz de comparar e integrar los datos adquirida con otra información, debe ser un procedimiento normal el rectificar y restaurar las imágenes del satélite. El proceso de nivelación y de corrección depende de las imágenes evaluadas y de la aplicación a la que el producto final va a ser expuesto. En algunos casos puede ser suficiente sólo corregir los errores de sistema y luego co-registrar las imágenes con otra data previamente geo-referenciada; en otros casos, las imágenes serán corregidas y representadas en una proyección cartográfica con una escala dada. La corrección completa de una imagen envuelve el proceso inicial de una data de imagen cruda para eliminar las distorsiones geométricas, la calibración radiométrica y la reducción del ruido de los datos real.

Cuando las imágenes de distintas fuentes (como LANDSAT TM, SPOT PAN, etc) son usadas, el proceso de corrección geométrica, la rectificación, la calibración radiométrica y el resaltamiento son los requerimientos previos a la fusión de la imagen y estos aseguran la compatibilidad en base píxel a píxel. El resaltamiento radiométrico es tan importante como la integridad geométrica en todos los aspectos de la cartografía con las imágenes ya que la calidad de la imagen fusionada final depende de la precisión de las correcciones geométricas en cada imagen participante (Pohl, 1996). Se le debe dar particular consideración a esto dado el empleo frecuente de las imágenes en mosaico para completar sectores de cartas.

### Tratamientos Geométricos

Las distorsiones geométricas pueden ser clasificadas como sistemáticas (predecible y corregible) y accidentales (al azar). Los errores accidentales son corregidos aplicando polinomios con puntos de control terrestre (GCP) convenientemente distribuidos en la imagen.

Las correcciones geométricas pueden ser agrupadas en los siguiente procesos:

**Co-registro** (o simplemente registro): es el ajuste de una imagen tomando como referencia otra imagen, usando una transformación polinomial entre los puntos en común de ambas. Es usada cuando se comparan ambos grupos de datos, sin utilizar la proyección cartográfica (posición absoluta).

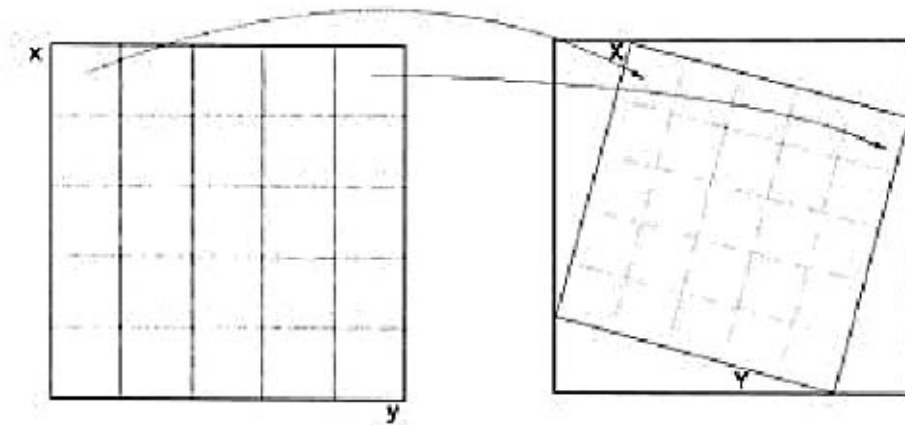


**Geo-referencia:** Consiste en la asignación de coordenadas a los píxeles de la imagen por medio de la definición de las ecuaciones de transformación.

**Geo-codificación:** Comprende el paso de la imagen al mapa por medio de la aplicación de las ecuaciones de transformación. La imagen se torna una carta, donde cada pixel tiene su correspondiente par de coordenadas geográficas. La geocodificación es central para la integración de imágenes de distintas fuentes, logrando la compatibilidad integral de sus datos en una base pixel a pixel.

### Ajuste polinomial

La rectificación es un método relativamente simple para corrección geométrica de las imágenes. Consiste en la transformación de la imagen original en base a una serie de puntos distribuidos apropiadamente con coordenadas conocidas. Es necesario que los puntos tengan coordenadas en ambos sistemas: origen ( $x$  &  $y$ ) y final ( $X$  &  $Y$ ).



**Fig. 6.45**

El número de puntos conocidos esta relacionado con el polinomio a utilizar; a medida que el orden del polinomio se incrementa, se requiere un número mayor de puntos con coordenadas conocidas. Se confecciona un sistema de ecuaciones, cuyos coeficientes son obtenidos por el método de ajuste de mínimos cuadrados.

Un polinomio de primer orden (lineal) requiere 6 puntos de coordenadas conocidas. Corrige la imagen por traslación, rotación, escala, inclinación, perspectiva y distorsiones oblicuas. (Fig. 6.46).

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

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

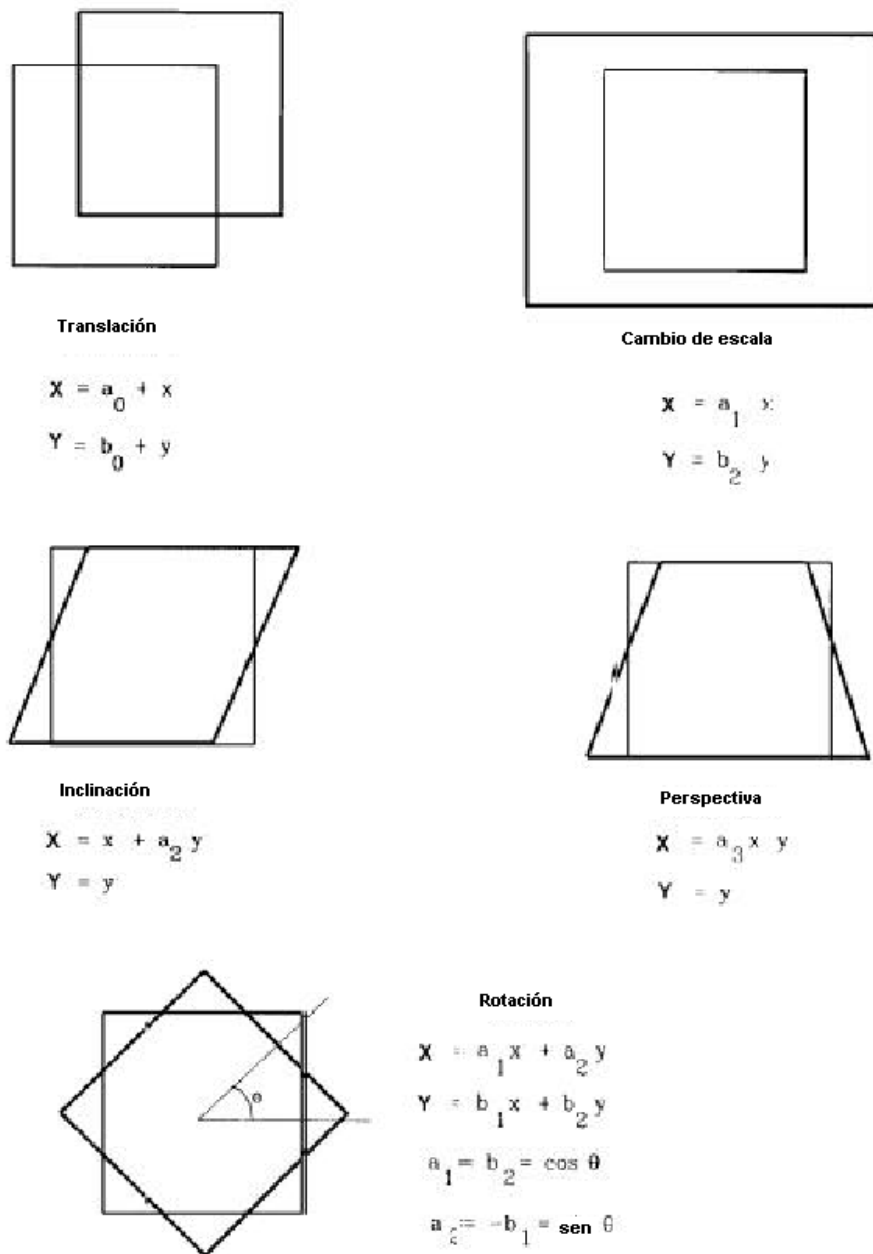


Fig. 6.46

Una polinomial de segundo orden necesita de 12 puntos de coordenadas bien conocidos; agrega torsión y parámetros de convexidad.

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

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

Aplicando estas ecuaciones, la imagen original puede transformarse, dando por resultado una imagen trasladada, rotada, escalada y deformada.

La aproximación polinomial sólo corrige localmente la imagen, ya que depende de la distribución de los puntos y de su precisión. En general asegura una imagen correcta en terrenos llanos y sin rasgos, pero no es muy útil para áreas muy ondulantes.

La efectividad del ajuste viene de la evaluación de los residuos (desviaciones); el indicador más utilizado es el de error de Raíz Cuadrada Media (RMS).

La asignación de un DN apropiado al píxel de nueva posición (X & Y) puede ser hecha siguiendo algoritmos diferentes: el vecindario más cercano, la interpolación bilineal y la circunvolución cúbica.

El vecino más cercano asigna a cada píxel de la imagen transformada el DN del píxel más cercano en la imagen original. Es la solución más rápida, pero algunos rasgos lineales (como caminos o riberas de río, etc.) pueden aparecer como líneas fracturadas en la imagen transformada.

La interpolación bi-lineal calcula el promedio medido de los 4 píxeles más cercanos. Aquí la distorsión de los rasgos lineales es menor pero el contraste espacial es disminuido.

La circunvolución cúbica considera el DN de los 16 píxeles más cercanos. Produce una imagen mejor transformada pero necesita de una capacidad de cálculo considerablemente más grande.

En resumen, la elección del método depende del uso final y del objetivo del proyecto, de los recursos informáticos disponibles (hardware y software) y de la disponibilidad de GCP. También el proceso de la imagen difiere dependiendo de si la imagen viene de un sistema óptico (VIR) o de un micro ondas (SAR).

### **Efectos geométricos en las imágenes VIR**

En general, las imágenes ópticas están más distorsionadas por el proceso de obtención de la imagen misma que por las características físicas de la escena. Para algunos sensores, como el TM LANDSAT por ejemplo, el aspecto (forma) y el movimiento de rotación terrestre son factores importantes para considerar durante la corrección de sus imágenes. En general, estos procesos son hechos por el proveedor (ver punto 3.3.5).

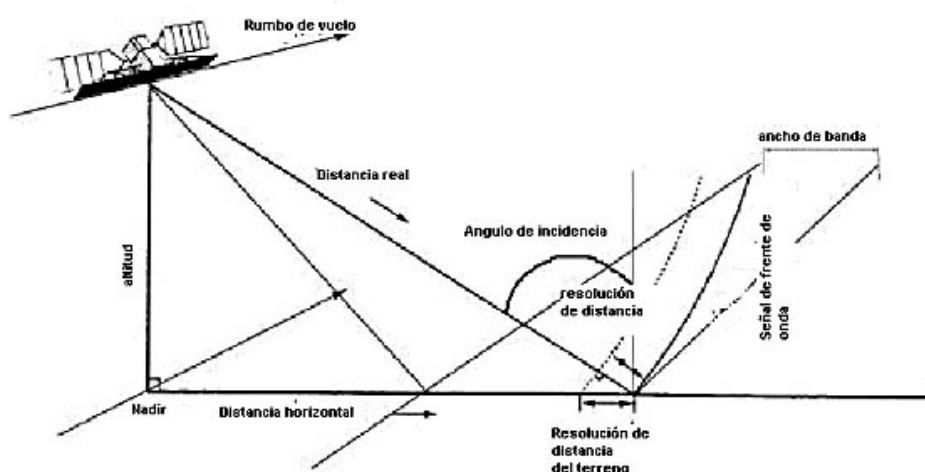
Para la geocodificación, como se describió anteriormente (ver punto 3.3.4), son necesarios los datos de las coordenadas bien conocidas (GCP) y, en general, es beneficioso un ajuste por medio de los polinomios.

### **Efectos geométricos en las imágenes SAR**

El SAR es un sistema muy sensible a los aspectos físico-químico y geométrico del objetivo. El SAR emite un haz de energía que golpea la superficie del objetivo en sus laterales, creando una geometría particular con sus imágenes (Fig. 6.47) que pueden ser resumidas en los siguientes términos:

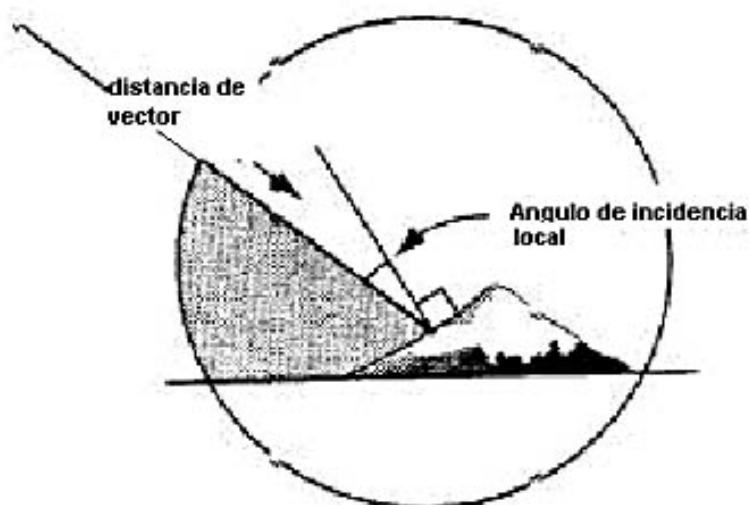
- Altitud : distancia entre el satélite y el punto sub satélite de la superficie de la Tierra;
- Nadir: Intersección del vertical desde el satélite con la superficie terrestre;
- Acimut: dirección, referida al Norte, de la trayectoria del punto Nadir del satélite en la superficie terrestre;...
- Vectores de distancia: vectores que conectan el SAR con el terreno, correspondiendo a cada muestra de distancia medida en un momento de transmisión de pulso sencillo.

- Distancia real: la distancia desde el sensor a un objetivo localizado en la dirección de distancia.
- Dirección de distancia: dirección de los vectores de distancia (perpendicular al acimut);
- Distancia horizontal: La distancia de inclinación proyectada a la superficie de la Tierra;
- Ángulo de Incidencia: El ángulo entre el vector de distancia del radar y la dirección vertical local (normal Tierra);
- Ángulo de incidencia local: Ángulo entre el vector de distancia del radar y el normal a la superficie de cada elemento en la tierra.



**Fig. 6.47 “Geometría de imagen SAR (adaptada de Raney 1992)”**

El principal parámetro es el ángulo de incidencia local (Fig. 6.48). Se puede ver que la geometría de la interacción de la señal-objeto es una función de la inclinación del terreno, que causa varias distorsiones que la diferencian de la proyección ortogonal verdadera.



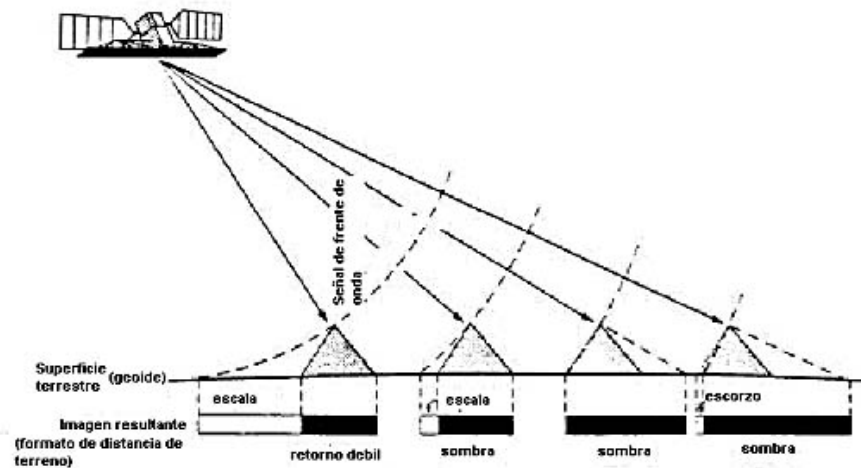
**Fig. 6.48 “Ángulo de incidencia local (adaptada de Raney 1992)”**

Las distorsiones principales son llamadas efectos de “escorzo”, “escala”, y de “sombra” (Fig. 6.49).

El efecto de “escorzo” ocurre cuando el ángulo de incidencia local es menor que el ángulo de incidencia pero mayor que cero. Esta distorsión produce un efecto que hace que la inclinación vista parezca acortada e inclinada sobre el sensor.

En casos de ángulos de incidencia pequeños o de un relieve muy abrupto, la señal del radar vuelve del pico de la montaña antes que de la base, produciendo el efecto de “escala”. En estos casos el ángulo de incidencia local es mayor al ángulo de incidencia.

La “sombra” ocurre en las inclinaciones que no están iluminadas por la señal del radar. Estas áreas se muestran muy oscuras (sin información) en las imágenes.



**Fig. 6.49 “Distorsiones dadas por el relieve (adaptadas de Lillesand y Kiefer 1987)”**

### Tratamientos radiométricos

Estas técnicas son útiles para mejorar la radiometría, de modo que los rasgos de interés se muestren más claramente y más comprensibles al intérprete. Estos son métodos adicionales a los mencionados anteriormente y ayudan a la interpretación de los rasgos topográficos.

Un método común comprende el manejo de la estadística de la imagen, representada por su histograma, que detalla la frecuencia espectral para cada banda de la imagen.

Para mejorar la interpretación de la imagen, se modifica la asociación entre los valores numéricos y el rango de gris o de color, con la intención de aumentar el contraste global de la imagen (estiramiento de histograma). Esto es equivalente a alterar los valores digitales actuales por mínimo (MIN) y máximo (MAX) con los nuevos valores distribuidos dentro de los 255 niveles para hacer uso de todos los niveles de gris posibles.

La distribución puede hacerse de varias formas, la más frecuente es la distribución lineal, que envuelve los valores entre MIN y MAX siendo distribuidos en una línea recta entre 0 a 255 (Fig. 6.50).

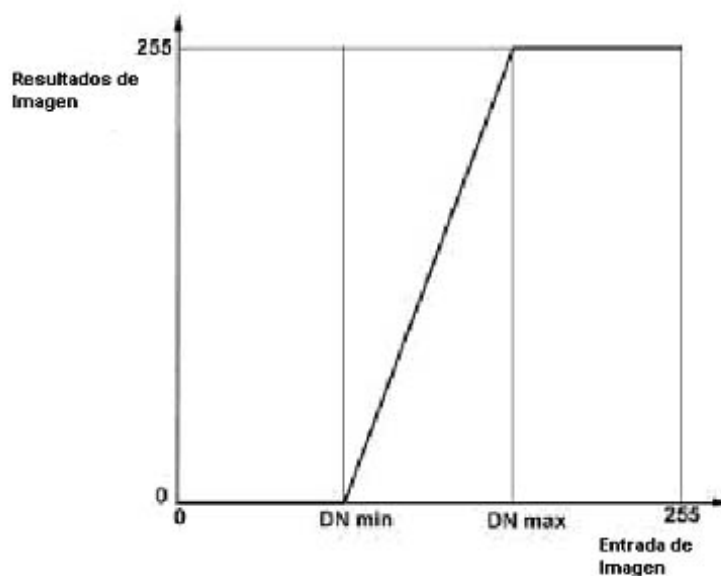


Fig. 6.50

Otros medios para ayudar a la interpretación de imágenes es la aplicación de filtros espaciales. Estos son usados para seleccionar o enmascarar un rango de valores, dentro de la escala total de DN. Estos filtros omiten ciertas frecuencias, dependiendo del tipo de filtro. El filtro pasa bajo reduce el rango de DN en una zona, reduciendo los detalles y suavizando el aspecto general de la imagen. El filtro pasa alto resalta los gradientes de DN, es decir los valores límites, y es usado para detectar mejor los caminos, ferrocarriles, riberas de ríos, etc.

El filtro ideal es el que suaviza las áreas homogéneas mientras que al mismo tiempo preserva el límite y la textura; debe mantener el promedio aritmético y disminuir la desviación estándar.

En las imágenes SAR, los filtros adaptables son ejemplos de filtros pasa alto y son empleados para minimizar los efectos del moteado. Ha habido numerosos algoritmos desarrollados en tiempos recientes: Lee, Kuan, Frost y Gamma MAP.

En resumen, los filtros son importantes para resaltar los rasgos y pueden contribuir a la interpretación topográfica, si son utilizados cuidadosamente y con discreción.

### **Las distorsiones radiométricas en imágenes VIR**

Las fuentes de distorsiones radiométricas son la atmósfera (debido a los efectos de dispersión y de absorción), el sensor (el efecto de "bandas") y la iluminación solar. Estos efectos están descritos en detalle por Lillesand y Kiefer (1994) y Richards (1986).

Entre los distintos componentes de la atmósfera, el efecto de vaporización del agua en forma de niebla puede ser reducido al aplicar la modificación del histograma.

Un problema común es la presencia de nubes, las cuales reducen los datos detectables en las imágenes ópticas. Las áreas cubiertas con nubes presentan un centro con un alto DN (blanco, cerca de 255) con bordes difusos y grises. Sus correspondientes sombras son detectadas también con un DN muy bajo. La resolución es mediante la aplicación de diversos métodos (de umbral y de sección de densidad) y máscaras, pero requieren un control cuidadoso, ya que se pueden producir algunos errores.

En general, las distorsiones radiométricas creadas por el sensor son pequeñas comparadas con las influencias atmosféricas. Las más importantes de estas distorsiones son aquellas generadas por los detectores, que se manifiestan en forma de bandas. Este es un efecto recurrente, que puede ser retirado después de la interpretación o del procesado de la imagen (Crippen, 1989).

La corrección para las diferentes iluminaciones solares requiere de una razón entre las bandas (relación de bandas). Esta corrección no es aplicada con frecuencia, ya que la iluminación solar produce un efecto que facilita la interpretación visual para la actualización cartográfica.

### **Distorsiones radiométricas en imágenes SAR**

Las imágenes SAR presentan sus propias características, que necesitan de tratamientos y calibración particulares. Estas características están relacionadas al moteado, el proceso basado en múltiples vistas, el rango de DN y las correcciones específicas radiométricas.

El **"moteado"** es un fenómeno característico de las imágenes de radar; es producido por la interferencia del haz coherente con varios reflectores individuales. La energía retrodispersada representada en un pixel está formada a partir de las contribuciones de un gran número de reflectores individuales, tales como el follaje de árboles y vegetación. La interferencia de las ondas de regreso al SAR produce variaciones en el nivel de gris de los píxeles cercanos, creando una apariencia granosa a la imagen. El moteado ocurre en sistemas activos que utilizan ondas coherentes y limita la resolución radiométrica de las imágenes SAR (Hoeckman, 1990, Schumann, 1994).

Ya que es un efecto al azar, no puede ser eliminado totalmente. El impacto puede ser disminuido usando varios procedimientos, que reducen la resolución espacial.

El proceso basado en vistas múltiples (**procesado multivista**) es un procesado de la señal de radar, empleado para reducir el moteado. Se puede lograr al procesar la señal para crear imágenes independientes de una vista a una resolución reducida, identificándolas y luego nivelando el poder de la imagen para formar una imagen de múltiples vistas o se puede lograra al procesar los datos a una resolución completa y al promediar espacialmente la imagen desarrollada. La relación señal – ruido de la imagen es conservada en el procesado de múltiples vistas. El procesado de múltiples vistas requiere de un hardware y un software especial, de manera que es normalmente ejecutado en la base de recepción de datos.

La medida del número digital "DN" del pixel depende del rango dinámico de las firmas del radar en la escena y del código digital usado para crear la imagen. Frecuentemente los datos SAR son entregados en 32 o 16 bits por pixel, sin embargo muchos paquetes sólo manejan datos de 8 pulsos. Las medidas de 16 o 32 pulsos requieren de capacidades de almacenamiento y procesado grandes. Otras condiciones (resolución del ojo humano, muestra y/o capacidad de impresión, etc.) hacen más conveniente transformar los datos final al rango de los 8 pulsos, por lo que estos datos están expresados en un rango de 0 a 255 niveles de gris. El proceso de conversión a 8 bits es denominado **"escalamiento"**.

Frecuentemente se requiere el mejoramiento radiométrico adicional para usar el rango total (0 a 255). Este proceso, **"estiramiento"**, aumenta el contraste de la imagen permitiendo la mejor detección de diversos rasgos.

Para la **calibración de las imágenes SAR** en particular, se puede aplicar dos tipos de procesado radiométrico:

- **Calibración Absoluta:** establece una relación entre el DN en la imagen SAR y la retrodispersión del objetivo disperso, independientemente del tiempo. Es usado cuando el DN debe ser comparado entre 2 o más imágenes, por ejemplo para el grosos (edad) del hielo marino, los efectos ambientales, etc.

- **Calibración Relativa:** establece la misma relación entre el DN y la retrodispersión, pero sólo dentro de la imagen. Esto resulta en un objetivo teniendo el mismo brillo sin importar de donde en la imagen del SAR fue tomado.

Generalmente la calibración radiométrica se lleva a cabo en la facilidad de adquisición de los datos.

### 3.2.7 Altimetría

La información altimétrica de la Costa y de Tierra es de gran ayuda al higrógrafo. La descripción del relieve facilita la clara comprensión de la topografía costera, las islas, el puerto y la infraestructura de la señal, etc. Los sistemas de satélite de alta resolución permiten representar del relieve por numerosos medios diversos. Actualmente, la representación cartográfica del relieve se realiza por modelización numérica (Modelo Numérico del Terreno MNT = TNM) y sus versiones digitales (Modelo de Elevación Digital DEM o el Modelo de Terreno Digital DTM).

Se han desarrollado procesos para procesar varios tipos de datos (fotografía de espacio, sensores VIR, SAR, altímetros), con diferentes formatos (analógico, digital) y para métodos distintos (sombreado, estereoscopia, interferometría, polarimetría) aprovechando las diferentes características de los sensores y las imágenes (geometría, radiometría, fase), aplicando varios tipos de tecnologías (analógica, digital analítica) y para el procesado (interactiva, automática).

Entre los métodos, los estereoscópicos han sido los que inicialmente se han divulgado en la cartografía gracias al precursor de la bien desarrollada estéreo aerofotogrametría (ver punto 3.1).

Viniendo de los últimos avances de la visión estérea de computación, se han logrado avances considerables en la estereoscopia satelital. Adicionalmente la estereoscopia de la imagen de radar ha tenido el estímulo importante en los últimos 20 años.

Desde el lanzamiento del ERS-1, las técnicas interferométricas se han extendido utilizando los modelos paramétricos desarrollados anteriormente. Con la inicio del RADARSAT-1 en 1995, la radargrametría se consolidó entre las diferentes metodologías para la aplicación altimétrica, utilizándola sola o complementada con las imágenes VIR (Toutin, 2000).

- **Métodos Esterescópicos**

Los métodos estéreo son procedimientos similares a aquellos usados en la aerofotogrametría (ver punto 3.1.7), en la que dos imágenes son usadas para la construcción del modelo estéreo tridimensional.

Un plotter digital estéreo permite la medición de los rasgos usando dos maracas flotantes (una para cada par de imágenes estéreo), que permiten vistas a ser fusionadas para dar coordenadas cartográficas en 3D (Toutin 1995).

El proceso de los pares estéreo requiere del uso de un equipo de resolución digital y de un programa específico. En el presente existen sistemas compactos, basados en computadoras personales (PC) que permiten la restitución estéreo de los distintos tipos de imágenes digitales (aire, espacio, VIR, SAR). (Fig. 6.51).

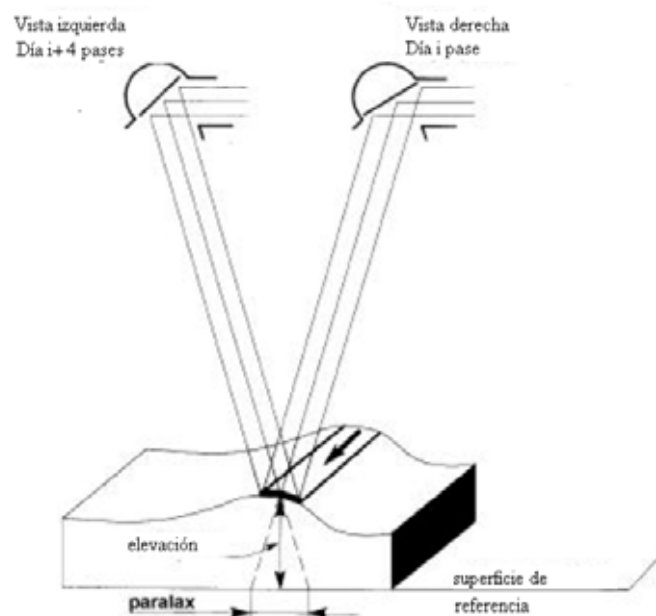




**Fig. 6.51 “Esquema de plotter- estéreo Digital”**

Existe una variedad de combinaciones para capturar ambas imágenes, que pueden ser obtenidas en los mismos pases direccionales o en los contrarios, los diversos ángulos de incidencia, etc.

El sistema HRV-SPOT establecido tiene un equipo móvil instalado en el equipo óptico, que facilita la observación de la misma área en los pases sucesivos (Fig. 6.52).



**Fig. 6.52 “Amplitud estéreo HRV SPOT”**

El sistema MOMS permite capturar las imágenes en el mismo pase, mediante cámaras en las direcciones hacia adelante, hacia atrás y hacia el nadir. Las imágenes en serie son tomadas a intervalos de 20 segundos, desde tres puntos de vista diferentes (Fig. 6.53).

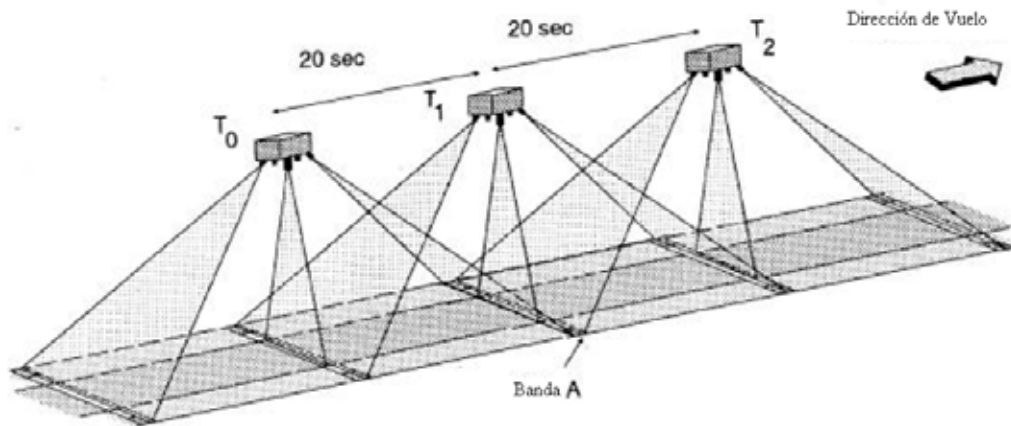


Fig. 6.53 “Geometría estéreo MOMS – 02 (DARA, 1994)”

Otro sistema es el nuevo instrumento HRS (Estereoscópico de Alta Resolución) en el SPOT-5 que tiene dos telescopios, uno mirando hacia el frente y otro hacia atrás en la dirección de la trayectoria orbital.

EL telescopio de mirada hacia el frente captura imágenes en un ángulo de visión de  $20^\circ$  por delante del vertical. Noventa minutos después, el telescopio de mirada hacia atrás adquiere la misma área terrestre a un ángulo de  $20^\circ$  respecto a la vertical. (Fig. 6.54).

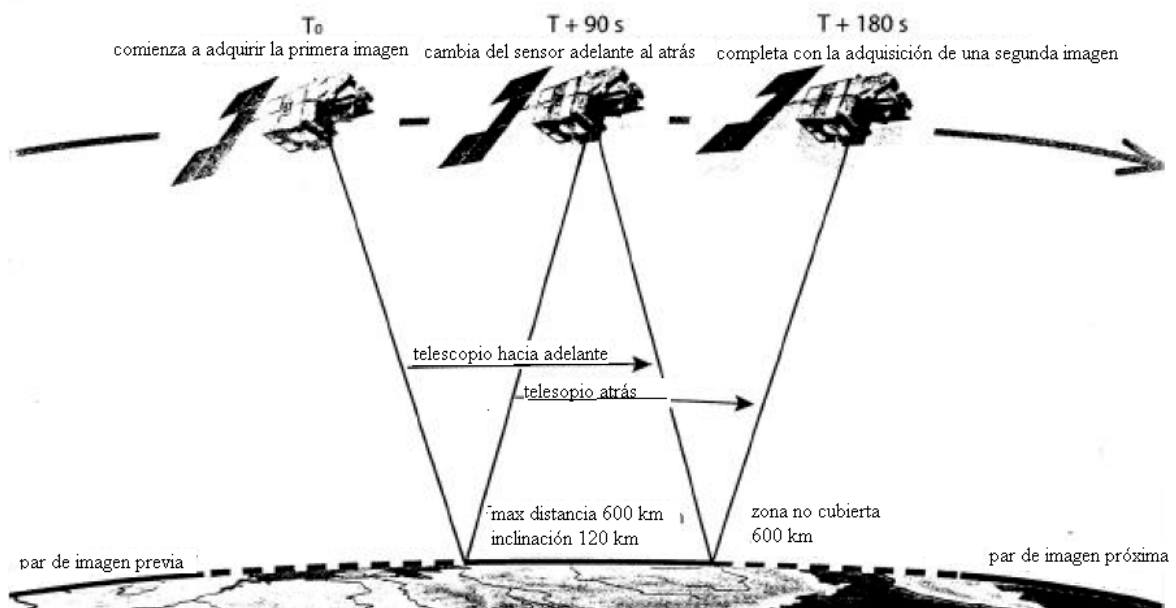


Fig. 6.54 “Estéreo geometría HRS SPOT – 5 ( SPOT IMAGE, 2002)”

- **Radargrametría**

La radargrametría es una técnica similar a la fotogrametría que usa imágenes obtenidas de la señal del radar. Un par de imágenes es adquirido y utilizando su correlación se genera una DEM. En este caso, se debe notar que el ángulo de incidencia es complementario al correspondiente a una imagen óptica. La precisión absoluta es del orden del tamaño de un píxel. Como con la estereoscopia, existen diversas configuraciones (Fig. 6.55).

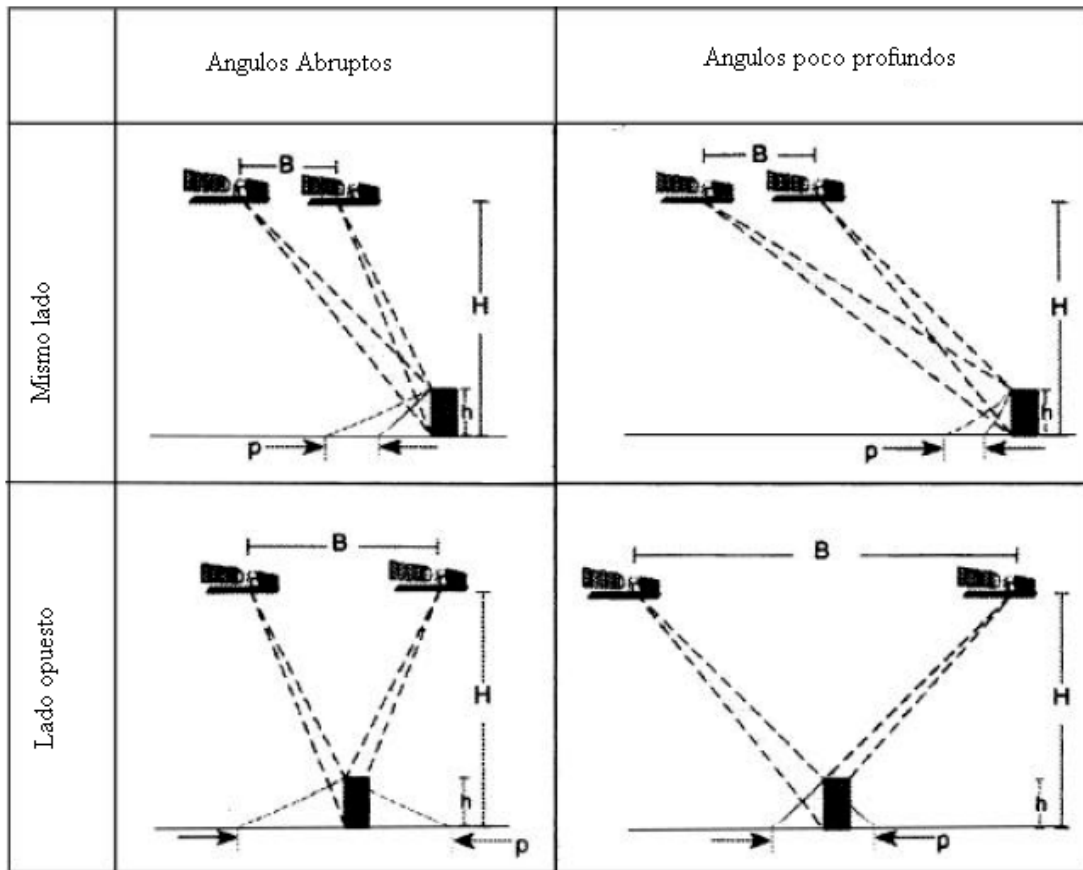


Fig. 6.55 “Diversas configuraciones del SAR estéreo (Toutin, 2001)”

- **Interferometría**

Con el conocimiento de la fase de la señal del radar se pueden generar un canal de diferencia de fase y un canal de coherencia de fase (ángulo de fase constante). Son útiles para interpretar la información interferométrica.

Dos escenas, tomadas durante dos pases cercanos del satélite y a una distancia llamada “base”, son requeridas. La base debe ser menor que el valor máximo, dependiendo de la frecuencia de la onda electromagnética y entre 0.5 y 1 km. Las condiciones ambientales (viento, lluvia, etc.) deben ser tan similares como sea posible en las dos ocasiones de captura.

Una de las escenas, la primaria, se usa como referencia para los cálculos. La otra, la secundaria, junto con la primaria, es usada para calcular un canal de diferencia de fase, llamado interferograma y uno de coherencia, que es un indicador del grado de dependencia de las medidas de fase. Las fases deben ser desarrolladas entonces, adoptando una resolución y transformando las franjas del interferograma en las curvas de nivel del terreno.

Los problemas de este método:

- a. La medición es ambigua; ya que la diferencia de fase es conocida exactamente pero no la cantidad (número) de las ondas completas a la distancia del objetivo del radar.
- b. La fase depende de las características radio eléctricas del objetivo. Si son modificadas entre las escenas, la coherencia no se logrará. Sin embargo, si las franjas del interferograma puede ser construida correctamente, indica que el objetivo ha permanecido inalterable.

### 3.2.8 Aplicación cartográfica

En las últimas décadas el potencial considerable de las imágenes del satélite, especialmente en el dominio óptico para la actualización cartográfica, ha sido completado. De acuerdo al ISPRS, los requerimientos cartográficos utilizando las imágenes de espacio, pueden ser divididos en tres categorías:

- Precisión planimétrica;
- Precisión altimétrica;
- Detectabilidad (Konecny, 1990).

A medida que la **precisión planimétrica** es más exigente junto con la resolución cartográfica de +/- 0.2 mm, que genera los requerimientos de las escalas (1/D) más frecuentes son (Tabla 6.6):

<b>D</b>	<b>Precisión Planimétrica</b>
25.000	+/- 5 m
50.000	+/- 10 m
100.000	+/- 20 m
200.000	+/- 40 m

**Tabla 6.6**

El requisito para la **precisión altimétrica (h)**, conociendo que la equidistancia (intervalo de contorno "e") es  $e = +/- 5 \cdot h$ , mostrado en la Tabla 6.7.

<b>E</b>	<b>H</b>
20 m	+/- 4 m
50 m	+/- 10 m
100 m	+/- 20 m

**Tabla 6.7 (Konecny, 1990)**

La **detectabilidad** se refiere a la posibilidad de detectar objetos comenzando con la interpretación digital de las imágenes. Es un requisito que el objeto cubra al menos 1.5 píxeles, que crea a las siguientes dimensiones mínimas para los objetos detectables (Tabla 6.8).

<b>Objeto - Objetivo</b>	<b>Dimension</b>
Infraestructura urbana	2 m
Camino rurales	2 m
Red de drenaje	5 m
Infraestructura vial	10 m

**Tabla 6.8 (Konecny, 1990)**

Tomado en consideración los principales sistemas de satélite comercial y las escalas cartográficas más comunes, la siguiente carta puede ser producida (Tabla 6.9).

<b>Sensor satelital</b>	<b>Resolución del terreno</b>	<b>Escala de la carta</b>
QUICK BIRD		1/3500
IKONOS	1 – 4 m	1/5000 – 1/20 000
SPOT PAN	10 m	1/50 000
Landsat 7 ETM	15 m	1/75 000
SPOT XS	20 m	1/50 000 – 1/100 000
RADARSAT 1 SAR	8 – 30 m	1/30 000 – 1/100 000
ERS SAR	30 m	1/100 000
Landsat TM	30 m	1/100 000
Landsat MSS	80 m	1/250 000
SAC-C MMRS	175 m	1/875 000

**Tabla 6.9**

## PRINCIPALES SISTEMAS DE SATELITE DISPONIBLES

La siguiente lista de sistemas no es exhaustiva. Detalla algunos de los sistemas más usados regularmente para las escalas medio-alto de cartografía.

<b>Serie/ Sistema de Satélite</b>  <b>País</b>	<i>Tipo de órbita, Altitud, Período recurrente, Inclinación</i>	<b>Area de escana, Resolución del Terreno, Modos</b>	<b>Sensores Bandas espectrales</b>
LANDSAT  USA	Helio sincrónico 705 km 16 days 98.2°	185 x 185 km MSS: 80 m  TM: 30 m  ETM+:	Multispectral Scanner (MSS) Banda 1: 0.5 – 0.6 μm (green) Banda 2: 0.6 – 0.7 μm (red) Banda 3: 0.7 – 0.8 μm (near IR) Banda 4: 0.8 – 1.1 μm (near IR)  Thematic Mapper (TM) Banda 1: 0.45 – 0.52 μm (blue) Banda 2: 0.52 – 0.60 μm (green) Banda 3: 0.63 – 0.69 μm (red) Banda 4: 0.76 – 0.90 μm (near IR) Banda 5: 1.55 – 1.75 μm (near IR) Banda 6: 10.4 – 12.5 μm (thermal IR) Banda 7: 2.08 – 2.35 μm (mid IR)  Enhanced Thematic Mapper (ETM+)
SPOT  Francia	Helio sincrónico 832 km 23 days 98.7°	60 x 60 km  XS: 20 m  P: 10 m	High Resolution Visible (HRV)  Multi Band (XS) Banda 1: 0.49 – 0.59 μm (green) Banda 2: 0.61 – 0.68 μm (red) Banda 3: 0.79 – 0.89 μm (near IR)  Panchromatic (P) 0.51 – 0.73 μm
IRS  India	Helio sincrónico 900 - 904 km 22 days 99.5°	148 x 148 km  LISS-I: 73 m  LISS-II: 36.5 m	Linear Imaging Self Scanning (LISS-I) Banda 1: 0.45 – 0.52 μm (blue) Banda 2: 0.52 – 0.569 μm (green) Banda 3: 0.62 – 0.68 μm (red) Banda 4: 0.77 – 0.86 μm (near IR)  Linear Imaging Self Scanning (LISS-II) Consists of 2 cameras, same as above, with swath width 74 km per camera (145 km together)

<b>Serie/ Sistema de Satélite</b>	<i>Tipo de órbita, Altitud, Período recurrente, Inclinación</i>	<b>Area de escana, Resolución del Terreno, Modos</b>	<b>Sensores Bandas espectrales</b>
<b>MOS</b>  Japan	Helio sincrónico 909 km 17 days 99°	100 x 90 km MESSR: 50 m	MESSR Banda 1: 0.51 – 0.59 µm (green) Banda 2: 0.61 – 0.69 µm (red) Banda 3: 0.72 – 0.80 µm (near IR) Banda 4: 0.80 – 1.10 µm (near IR)
<b>JERS</b>  Japón	Helio sincrónico 568 km 44 days 97.7°	75 x 75 km  OPS: 18 x 24 m        SAR: 18 x 18 m	Optical Sensor (OPS)  Visible and Near Infrared (VNIR) Banda 1: 0.52 – 0.60 µm (green) Banda 2: 0.63 – 0.69 µm (red) Banda 3: 0.76 – 0.86 µm (near IR) Banda 4: 0.76 – 0.86 µm (near IR)  Short Wave Infrared (SWIR) Banda 5: 1.60 – 1.71 µm Banda 6: 2.01 – 2.12 µm Banda 7: 2.13 – 2.15 µm  Synthetic Aperture Radar (SAR) 1.275 GHz (L-Band) HH
<b>ERS</b>  Europa	Helio sincrónico 777 km 3 - 35 days 98.5°	AMI trabaja en tres modos. En modo imagen: 100 x 100 km 30 x 30 m (3 looks)	Active Microwave Instrument (AMI) Synthetic Aperture Radar (SAR) 5.3 GHz (C-Band) VV  Incidence angle fix: 23°
<b>RADARSAT</b>  Canadá	Helio sincrónico 798 km 3 - 24 days 98.6°	Several modes  In standard mode: 100 x 100 km 30 x 30 m (3 looks)  En modo fino: 50 x 50 km 11 x 8 m (1 look)	Synthetic Aperture Radar (SAR) 5.3 GHz (C-Band) HH  Angulo de incidencia seleccionable: En modo standard: 20° – 50° En modo fino: 37° – 48°

<b>Serie/ Sistema de Satélite</b>	<i>Tipo de órbita, Altitud, Período recurrente, Inclinación</i>	<b>Area de escana, Resolución del Terreno, Modos</b>	<b>Sensores Bandas espectrales</b>
<b>IKONOS</b>  USA	Helio sincrónico 681 km 1-3 days 98.1°	Several incidence angles  Multi-band: 4 m (with nominal angle 26°)  Panchromatic: 1 m (with nominal angle 26°)	Banda 1: 0.45 – 0.52 μm (blue) Banda 2: 0.52 – 0.60 μm (green) Banda 3: 0.63 – 0.69 μm (red) Banda 4: 0.76 – 0.90 μm (near IR) Panchromatic band: 0.45 – 0.90 μm



## ACRÓNIMOS

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

SSMI	Special Sensor Microwave Imager
TM	Thematic Mapper
USFAA	United States Federal Aviation Association
UTM	Universal Transverse Mercator
VIR	Visible and near InfraRed
WAAS	Wide Area Augmentation System
WGS	World Geodetic System
WGS 84	World Geodetic System 1984
XS	Multispectral

## REFERENCIAS

(Esta lista intenta ayudar al lector del Capítulo 6 a encontrar más información en versiones impresas o páginas web).

- |  |  |  |
|--|--|--|
| ALBERZ<br>KREILING W.,<br>(1989).                      | J. <i>“Photogrammetric Guide”</i>                                      | Wichmann, Karlsruhe (Alemania)   |
| ASPRS ,(1980).   | <i>“Manual of Photogrammetry”</i>                                      | American Society for<br>Photogrammetry and Remote<br>Sensing. Bethesda, Maryland, (USA)                        |
| ASPRS ,(1983).   | <i>“Manual of Remote Sensing. 2 Volumes”</i>                           | American Society for<br>Photogrammetry and Remote<br>Sensing. Bethesda, Maryland,<br>(USA) The Sheridan Press. |
| ASPRS ,(1996).   | <i>“Digital Photogrammetry”</i>  | American Society for<br>Photogrammetry and Remote<br>Sensing. Bethesda, Maryland, (USA)                        |
| BOMFORD G.<br>(1980).                                  | <i>“Geodesy 4<sup>th</sup> Ed”</i>                                     | Claredon Press, Oxford (RU).   |
| CHUECA PAZOS<br>Et. Al. (1996).                        | <i>“Tratado de Topografía (3 Volumes)”</i>                             | Paraninfo, Madrid (España)   |
| Chuvieco E. (1995).                                    | <i>“Fundamentos de Teledetección Espacial”</i>                         | Editorial RIALP, Madrid, España,<br>453 pp.  |
| CNES, (2002).  | <i>“HRS puts terrain into perspective”</i>                             | SPOT Magazine N°34, 1 <sup>st</sup> semester<br>2002, pp 10-11.  |
| FEDERAL<br>GEODETIC<br>CONTROL<br>COMMITTEE<br>(1984). | <i>“Standards and Specification for Geodetic<br/>Control Networks”</i> | NOAA Rockville Maryland (USA)  |
| GDTA, (1995).  | <i>“Aspects stéréoscopiques de SPOT, Cahier<br/>A2 MNT”</i>            | Les Cahiers Pedagogiques du<br>GDTA, Francia, 93 pp.   |
| GERMAN SPACE<br>AGENCY, (1994).                        | <i>“MOMS-02-D2 Data Catalogue”</i>                                     | DARA, Munich, Alemania.  |
| HOFMANN<br>WELLENHOF Et.Al.<br>(2001).                 | <i>“GPS, Theory and Practice. 5<sup>th</sup>. Ed ”</i>                 | Springer, Wien (Austria), New York<br>(USA)  |

- IHO (2008). *“IHO Standards for Hydrographic Surveys. S-44 5<sup>th</sup>. Ed ”* IHB, Monaco. También hay disponibles versiones en Español y Francés
- IHO (1994). *“Hydrographic Dictionary 5<sup>th</sup> Ed. S-32”* IHB, Monaco. También hay disponibles versiones en Español (1997) y Francés (1998).
- JOECKEL R., *“Elektronische Entfernungs und STROBER M. Richtungsmessung, 3th. Ed”*, (1995). Wittwer, Stuttgart (Alemania).
- KONECNY, G., *“Review of the latest technology in satellite mapping. Interim report, Inter-commission Working Group I/IV on International Mapping and Remote Sensing Satellite Systems of ISPRS, Vol.14”* (1990). Hanover, Alemania, pp. 11-21.
- LANGERAAR W. *“Surveying and Charting of the Seas”* (1984). Elsevier. Amsterdam (The Netherlands – Países Bajos), Oxford (UK) New York (USA) Tokyo (Japan)
- LAURILA S. (1976). *“Electronic Surveying and Navigation”* J. Wiley & Sons, New York (USA)
- LEICK A. (1995). *“GPS Satellite Surveying. 2<sup>nd</sup>. Ed”*. Wiley Chichester, Brisbane. New York (USA) Toronto (Canada) Singapore.
- LILLESAND, T.M. *“Remote sensing and image interpretation,* and KIEFER, R.W., *2nd edition”* (1987). John Wiley and Sons, Inc., New York, 721 p.
- MEISENHEIMER D. *“Vermessungsinstrumente Aktuell”* (1995). Wittwer, Stuttgart (Alemania)
- NASA, (1997). *“The Remote Sensing Tutorial”*. Goddard Space Flight Centre, NASA Web Production. Written by: Nicholas M. Short, Sr.
- OLLIVER F. (1995). *“Instruments Topographiques”* Eyrolles, Paris (Francia)
- OLIVER C. and S. *“Understanding Synthetic Aperture Radar Images”* (1998). Artech House, Norwood, Massachuset (USA)
- POHL, C., (1996). *“Geometric aspects of multi-sensor image fusion for topographic map updating in the humid Tropics”* ITC Publication Number 39, The Netherlands (Países Bajos), 214 pp.
- RANEY, R.K., *“Course notes; unpublished notes”* (1992). Canada Centre for Remote Sensing, Ottawa, Canadá
- RICHARDUS P. *“Project Surveying”*. Balkema. The Netherlands (Países

- (1977). Bajos).
- SEEBER G. (1993). *“Satellite Geodesy”* W. de Gruyter Berlin (Alemania)  
New York (USA)
- SEEBER G. (2003). *“Satellite Geodesy 2<sup>nd</sup>. Ed ”* Walter de Gruyter (Berlin - NY)
- TORGE W. (2001). *“Geodesy”* W. de Gruyter Berlin (Alemania)  
New York (USA)
- TURNBULL D. (2001). *“The Evolution of an Object - Oriented Geospatial Information System Supporting Digital Nautical Chart Maintenance at the NIMA”* Bulletins Hydr. Int. Jul. Aug. - Sep;  
IHO, Monaco
- TOUTIN, Th., (1998). *“Evaluation de la précision géométrique des images de RADARSAT”* Journal Canadien de télédétection,  
23(1):80-88.
- TOUTIN, Th., (1997). *“Single versus stereo ERS-1 SAR imagery for planimetric feature extraction”* International Journal of Remote  
Sensing, 18(18):3909-3914.
- TOUTIN, Th. and B. RIVARD, (1997). *“Value-added RADARSAT Products for Geoscientific Applications”* Canadian Journal of Remote  
Sensing, 23(1):63-70.
- TOUTIN, Th., (1995). *“Generating DEM from stereo images with a photogrammetric approach: Examples with VIR and SAR data”* EARSeL Journal Advances in  
Remote Sensing, 4(2):110-117.
- WOLF R., BRINKER R.C. (1994). *“Elementary Surveying 9<sup>th</sup>. Ed. ”* Harper Collins College Publishers  
New York (USA) There is available also a Spanish version "Topografía", Alfaomega, México (1998)

**DIRECCIONES URL**

PAIS	INSTITUCIÓN	PAGINA WEB
	European Space Agency	<a href="http://www.esa.int">http://www.esa.int</a>
	International Society on Photogrammetry and Remote Sensing	<a href="http://www.isprs.org">http://www.isprs.org</a>
	Fédération Internationale de Géometres	<a href="http://www.Fig.net">http://www.Fig.net</a>
	International Association of Geodesy	<a href="http://www.gfy.ku.dk/iag/">http://www.gfy.ku.dk/iag/</a>
Argentina	Comisión Nacional de Actividades Espaciales	<a href="http://www.conae.gov.ar">http://www.conae.gov.ar</a>
Austr. – Nueva-Zelanda	Australian - New Zealand Land Information Council	<a href="http://www.anzlic.org.au">http://www.anzlic.org.au</a>
Alemania	Institute für Erdmessung, Hanover University	<a href="http://www.ife.unihannover.de">http://www.ife.unihannover.de</a>
Alemania	Institute für Angewandte Geodäsie	<a href="http://www.gibs.leipzig.ifag">http://www.gibs.leipzig.ifag</a>
Alemania	Karlsruhe University	<a href="http://www.ipfr.bau.verm.uni.karlsruhe.de">http://www.ipfr.bau.verm.uni.karlsruhe.de</a>
Alemania	GPS Information Bulletin Board System	<a href="http://www.gibs.leipzig.ifag.de">http://www.gibs.leipzig.ifag.de</a>
Alemania	Deutsches Zentrum für Luft und Raumfahrt	<a href="http://www.dlr.de">http://www.dlr.de</a>
Australia	Commonwealth Scientific & Industrial Research Organization	<a href="http://www.csiro.au">http://www.csiro.au</a>
Australia	Surveying and Land Information Group	<a href="http://www.auslig.gov.au">http://www.auslig.gov.au</a>
Bolivia	Centro de Levantamientos Aeroespaciales y SIG	<a href="http://www.clas.unmss.edu.bo">http://www.clas.unmss.edu.bo</a>
Brazil	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais	<a href="http://www.inpe.br">http://www.inpe.br</a>
Canadá	Centre For Remote Sensing	<a href="http://www.ccrs.nrcan.ca">http://www.ccrs.nrcan.ca</a>
Canadá	Radarsat International	<a href="http://www.rsi.ca">http://www.rsi.ca</a>
Canadá	Geodetic Survey	<a href="http://www.geod.emr.ca">http://www.geod.emr.ca</a>
Chile	Agencia Chilena del Espacio	<a href="http://www.agenciaespacial.cl">http://www.agenciaespacial.cl</a>
China	China Academy of Space Technology	<a href="http://fas.org/nuke/guide/china/contractor/cast.htm">http://fas.org/nuke/guide/china/contractor/cast.htm</a>
España	Instituto Nacional de Técnica Aeroespacial	<a href="http://www.inta.es">http://www.inta.es</a>
España	Org. for Cartography and Geodesy	<a href="http://www.cartesia.org">http://www.cartesia.org</a>
España	Valencia University	<a href="http://www.miranda.tel.uva.es">http://www.miranda.tel.uva.es</a>
Francia	Centre National d'Etudes Spatiales	<a href="http://www.cnes">http://www.cnes</a>

PAIS	INSTITUCIÓN	PAGINA WEB
Francia	Group pour le Développement de la Télédétection Aérospatiale	<a href="http://www.gdta.fr">http://www.gdta.fr</a>
India	Indian Space Research Organization	<a href="http://www.isro.org">http://www.isro.org</a>
Italia	Agenzia Spaziale Italiana	<a href="http://www.asi.it">http://www.asi.it</a>
Japón	National Space Development Agency	<a href="http://www.nasda.go.jp">http://www.nasda.go.jp</a>
Rusia	Russian Space Science Internet	<a href="http://www.rssi.ru">http://www.rssi.ru</a>
RU	Nottingham University	<a href="http://www.ccc.nottingham.ac.uk">http://www.ccc.nottingham.ac.uk</a>
RU	British National Space Centre	<a href="http://www.bnsc.uk">http://www.bnsc.uk</a>
Suisa	Astronomical Institute Berne University	<a href="http://www.aiub.unibe.ch">http://www.aiub.unibe.ch</a>
USA	Ohio State University (Centre for Mapping)	<a href="http://www.cfm.ohio.state">http://www.cfm.ohio.state</a>
USA	Maine University	<a href="http://www.spatial.maine.edu">http://www.spatial.maine.edu</a>
USA	Geological Survey (EROS)	<a href="http://edc.usgs.gov">http://edc.usgs.gov</a>
USA	Earth Observation Handbook	<a href="http://www.eohandbook.com">http://www.eohandbook.com</a>
USA	Goddard Space Flight Centre (NASA)	<a href="http://www.gsfc.nasa.gov">http://www.gsfc.nasa.gov</a>
USA	Nat. Ocean. And Atm. Adm. Central Library	<a href="http://www.lib.noaa">http://www.lib.noaa</a>
USA	Nat. Aeronautic and Space Adm.	<a href="http://www.nasa.gov">http://www.nasa.gov</a>
USA	National Oceanic and Atmospheric Adm.	<a href="http://www.noaa.gov">http://www.noaa.gov</a>
USA	Geological Survey	<a href="http://www.usgs.gov">http://www.usgs.gov</a>
USA	Professional Survey (review)	<a href="http://www.profsurvey.com">http://www.profsurvey.com</a>
USA	Department of Defence	<a href="http://www.defenselink.mil">http://www.defenselink.mil</a>
USA	National Geodetic Survey	<a href="http://www.ngs.noaa.gov">http://www.ngs.noaa.gov</a>
USA	Institute of Navigation	<a href="http://www.ion.org">http://www.ion.org</a>
USA	Jet Propulsion Laboratory	<a href="http://www.jpl.nasa.gov">http://www.jpl.nasa.gov</a>
USA	Naval Observatory	<a href="http://www.usno.navy.mil">http://www.usno.navy.mil</a>
USA	GPS Interface Control Document	<a href="http://www.navcen.usc.mil/gps">http://www.navcen.usc.mil/gps</a>
USA	Interagency GPS Executive Board	<a href="http://www.igeb.gov">http://www.igeb.gov</a>
USA	Texas University	<a href="http://www.host.cc.utexas.edu">http://www.host.cc.utexas.edu</a>

<b>PAIS</b>	<b>INSTITUCIÓN</b>	<b>PAGINA WEB</b>
USA	GPS Nav. Inf.	<a href="http://www.navan.uscg.mil/gps">http://www.navan.uscg.mil/gps</a>
USA	California - Los Angeles University	<a href="http://www.cla.esc.edu">http://www.cla.esc.edu</a>
USA	American Society for Photogr. and R.S.	<a href="http://www.asprs.org">http://www.asprs.org</a>
USA	National Imagery and Mapping Agency	<a href="http://www.164.214.2.59">http://www.164.214.2.59</a>
USA	GPS issues	<a href="http://www.206.65.196">http://www.206.65.196</a>



## BIBLIOGRAFÍA

(Fuentes de información editadas o digitales utilizadas en la preparación del capítulo 6).

- ASPRS, (1983). “*Manual of Remote Sensing*” American Society of Photogrammetry and Remote Sensing. 2 volumes. The Sheridan Press, USA, 2420 pp.
- CHUVIECO E. (1995). “*Fundamentos de Teledetección Espacial*” Editorial RIALP, Madrid, España, 453 pp.
- CURAN P.J. (1985). “*Principles of remote sensing*” Longman, London, RU.
- CURLANDER J.C. and R.N. MCDONOUGH, (1991). “*Synthetic Aperture Radar Systems and Signal Processing*” John Wiley and Sons, Inc., Toronto
- DRURY S.A., (1990). “*A Guide to Remote Sensing*” Oxford Science Publications, Oxford, USA, 199 pp.
- ELACHI C. and F.T. ULABY, (1990). “*Radar Polarimetry for Geoscience Applications*” Artech House, Boston
- ELACHI C. (1988). “*Spaceborne Radar Remote Sensing: Applications and Techniques*” IEEE Press, New York
- FAO, (1990). “*Remote sensing applications to land resources*” FAO RSC Series 54, Rome, Italia.
- FITCH J.P. (1988). “*Synthetic Aperture Radar*” Springer-Verlag, New York
- HENDERSON F.M. and A.J. LEWIS, EDS. (1998). “*Principles and Applications of Imaging Radar, Manual of Remote Sensing, Third Edition, Volume 2*” John Wiley & Sons, Inc., Toronto
- KNEISSL M. (1956). “*Handbuch der Vermessungskunde Band III (Hohenmessung, Tachymetrie)*” Metzger, Stuttgart (Alemania)
- KNEISSL M. (1958). “*Handbuch der Vermessungskunde Band IV (Mathematische Geodäsie)*” Metzger, Stuttgart (Alemania)
- KNEISSL M. (1963). “*Handbuch der Vermessungskunde Band II (Feld und Land Messung, Absteckungsarbeiten)*” Metzger, Stuttgart (Alemania)
- MAGUIRE D. et al (1991). “*Geographic Information System Principles and Applications*” John Wiley & Sons N.Y.

- NASA, (1997). *"The Remote Sensing Tutorial"* Goddard Space Flight Centre, NASA Web Production. Written by: Nicholas M. Short, Sr.
- OLIVER C. and S. *"Understanding Synthetic Aperture Radar* Artech House, Norwood, Mass.  
 QUEGAN (1998). *Images"*
- RINNER K., BENZ *"Handbuch der Vermessungskunde Band* Metzger, Stuttgart (Alemania)  
 F. (1966) *VI (Die Entfernunsmessung nit Elektromagnetische Wellen und ihre geodätische Anwendung)"*
- RINNER K., BENZ *"Handbuch der Vermessungskunde Band* Metzger, Stuttgart (Alemania)  
 F. (1971). *III a,3 Volumes (Photogrammetrie)"*
- RUSSELL - WOLF *"Elementary Surveying"* Harper and Row Publishers, New  
 (1984). York (USA)

Los siguientes textos de la LISTA DE REFERENCIA también fueron utilizados

- ALBERZ J. KREILING W (1989)  
 ASPRS (1996)  
 BOMFORD G. (1980)  
 CHUECA PAZOS Et Al (1996)  
 HOFMANN WELLENHOF Et Al (2001)  
 IHO (1998)  
 IHO (1994)  
 LANGERAAR W. (1984)  
 MEISENHEIMER D. (1995)  
 SEEBER G. (1993)  
 TORGE W. (2001)  
 WOLF R, BRINKER R.C. (1994)
-

## CAPÍTULO 6 – ANEXO A

### ALGORITMOS PARA LA REPRESENTACIÓN MERCATOR TRANSVERSAL

#### 1. PRESENTACIÓN

La Representación Mercator Transversal, también denominada Gauss – Krüger o Polinomial, debido a su frecuente expresión en series de potencias (ver capítulo 2, puntos 2.5.4 y 2.5.5) es un medio útil para transferir las coordenadas geodésicas (latitud, longitud) al plano. El uso de coordenadas de plano (x e y o N y E) con pequeñas correcciones relacionadas a las distancias medidas y a los ángulos es apropiada para los propósitos de levantamiento topográfico y también para algunos levantamientos hidrográficos detallados.

#### 2. GEODESIA GEOMÉTRICA Y CONCEPTOS CARTOGRÁFICOS MATEMÁTICOS

Antes de estudiar estos conceptos, el lector debe estar familiarizado con el capítulo 2: 2.4 y 2.5, con atención particular a los sub párrafos 2.5.4 y 2.5.5.

Tomando el elipsoide de rotación de la Tierra como superficie de referencia, con “a” como semieje mayor (ecuatorial) y “b” como semieje menor (polar), es posible definir:

$$f = \frac{a - b}{a} \quad (\text{aplanamiento, también descrito como “a” en el capítulo 2: 2.2.3})$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} \quad (\text{primera excentricidad, también descrita como “e” en el capítulo 2: 2.1.1})$$

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

Con procedimientos algebraicos elementales es factible verificar las siguientes relaciones:

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

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

Con las constantes descritas, es posible calcular los radios de curvatura y los arcos de líneas sobre la superficie:

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

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

$$r = N \cos \varphi$$

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

$$B = \int_0^\varphi M d\varphi = \alpha\varphi + \beta \text{sen} 2\varphi + \gamma \text{sen} 4\varphi + \delta \text{sen} 6\varphi + \dots$$

Donde (ver Fig. 6A.1):

M – Radio de la curvatura del meridiano

N – Radio de la curvatura de la sección normal (al meridiano)

R – Radio de curvatura paralelo

$\varphi$  – Latitud (elipsoidal) geodésica

$\Delta p_{12}$  – Arco de paralelo entre  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$  a un latitud  $\varphi$ ,  $(\lambda_2 - \lambda_1)$  expresado en radianes.

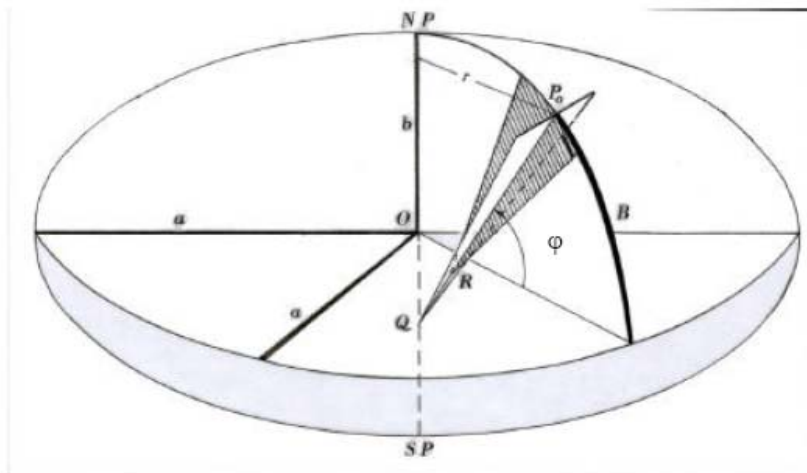
B – Los meridianos están del Ecuador a la latitud  $\varphi$  (para el primer período =  $\alpha\varphi$  (alpha, phi),  $\varphi$  (phi) debe expresarse en radianes)

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

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

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

$$\delta = -a (35/3072 \varepsilon^6) = -a/6(1-f)^2 (35/64 f^3)$$



Po O = N  
Po R = M  
N ≥ M

Fig. 6A.1

La siguiente tabla contiene las constantes descritas para dos elipsoides comúnmente usados con valores Q (arco de meridianos, B, del ecuador al polo) agregados

$$Q = \int_0^{\pi/2} M d\varphi$$

ELIPSOIDE	MADRID 1924	WGS 84
A	6378388 m	6378137 m
F	1/297	1/298.2572236
$\varepsilon^2 = f(2 - f)$	0.0067226722	0.0066943800
$\alpha$	6367654.500 m	6367449.146 m
$\beta$	-16107.035 m	-16038.509 m
$\gamma$	+ 16.976 m	+ 16.833 m
$\delta$	- 0.022 m	- 0.022 m
Q	10002288.30 m	10001965.73 m

La forma matemática para generar una representación de un elipsoide en un plano es:

$$\begin{aligned}x &= x(\varphi, \lambda) \\y &= y(\varphi, \lambda)\end{aligned}$$

Y estas formulas suministran las propiedades para esta transformación. Para una representación conforme u ortomórfica es necesario remplazar la latitud con una nueva variable llamada “latitud isométrica” o “latitudes crecientes”.

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

El origen de esta función es la representación MERCATOR del elipsoide de la tierra en el plano, comenzando por un cilindro circular cuyo eje de orientación coincide con el eje semi – menor “b” del elipse de rotación y la tangente a la superficie sobre el Ecuador respectivo (ver Fig 6A.2)

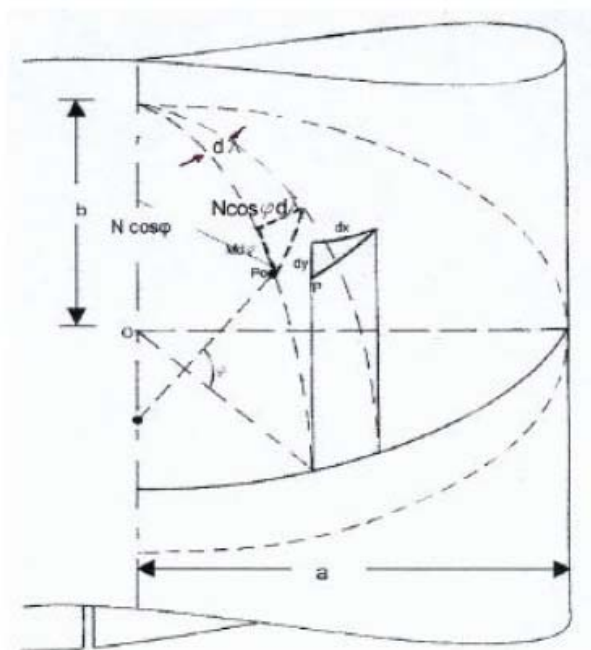


Fig. 6A.2

Tomando el eje “y” como la proyección del meridiano de origen de longitudes ( $\lambda = 0$ ) en el cilindro, con  $y = 0$  para  $\varphi = 0$  y el eje “x” representando el ecuador, con  $x = 0$  para  $\lambda = 0$ , es posible mostrar:

$$X = a\lambda$$

(isometría en la línea de la tangente = ecuador) pero, en este caso, la “y” debe satisfacer la siguiente relación diferencial (ver Fig. 6A.2)

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

Donde  $m$  coincide con  $m_1$  dado en el punto 2.4, capítulo 2. También:

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

Y

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

Solucionando la integral es posible expresar:

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

La Figura 6A.3 muestra una representación parcial de la red de meridianos y paralelos y también de una línea geodésica (la distancia mínima de recorrido sobre la superficie elipsoidal) dentro de los puntos A y B para esta transformación ( $x = a\lambda$ ,  $y = aq$ ).

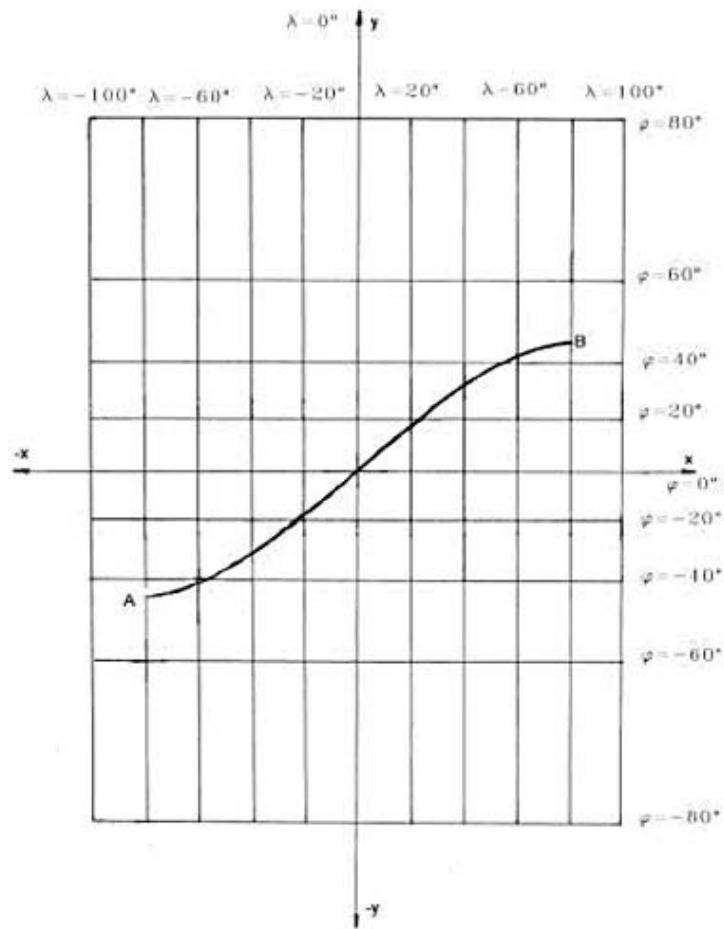


Fig. 6A.3

Los algoritmos basados en estos principios, pero con otras intensiones, son útiles para el cartografiado náutico, pero para deliberaciones posteriores en este anexo es suficiente recordar que:

$$x = a\lambda$$

$$y = aq$$

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

Es una transformación conforme del elipsoide al plano, en conclusión los principios de las funciones analíticas son aplicables:

$$y + ix = f(q + i\lambda) \quad (2.1)$$

(tomando a  $y$  al Norte y  $x$  al Este) donde  $i = (-1)^{1/2}$  y deben satisfacerse las condiciones Cauchy – Riemann :

$$\frac{\partial y}{\partial q} = \frac{\partial x}{\partial \lambda}$$

$$\frac{\partial x}{\partial q} = -\frac{\partial y}{\partial \lambda}$$

Esto es posible ya que  $q, \lambda$  y  $x$  son dos pares de coordenadas planas.

Para la mejor comprensión de este asunto, se recomienda consultar un texto de matemática con variables complejas y su aplicación para la transformación conforme entre dos dominios planos.

La relación general de 2.1, las condiciones Cauchy – Riemann y las siguientes consideraciones son válidas para todas las transformaciones conformes (no sólo para las expresiones Mercator descritas).

Otras formulas matemáticas para la representación conformal genérica vienen de las expresiones diferenciales de  $x = x(\varphi, \lambda)$  y  $y = y(\varphi, \lambda)$ :

$$dx = \left( \frac{\partial x}{\partial \varphi} \right) d\varphi + \left( \frac{\partial x}{\partial \lambda} \right) d\lambda$$

$$dy = \left( \frac{\partial y}{\partial \varphi} \right) d\varphi + \left( \frac{\partial y}{\partial \lambda} \right) d\lambda$$

Cuando  $\varphi = \text{constante}$  (arco paralelo), el cuadrado de la distancia diferencial sobre el plano  $dx^2 + dy^2$ , con el elemento correspondiente sobre el elipsoide ( $N \cos \varphi d\lambda$ ) dan el cuadrado de la razón de deformación lineal:

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

Y también para  $\lambda = \text{constante}$  y el elemento diferencial de arco de meridiano  $M d\varphi$ , resulta:

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



También es válido:

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

Surgiendo de las mismas expresiones diferenciales y tomando las relaciones:

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

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

Es posible obtener la formula de convergencia meridiana “ $\gamma$ ” ( $\gamma$  es el ángulo entre el eje cartesiano y las líneas de los respectivos meridianos y paralelos – ver Fig. 6A.4).

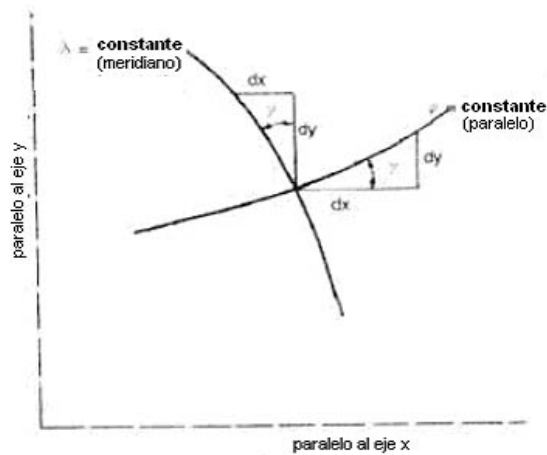


Fig. 6A.4

En estas formulas el signo “ $\gamma$ ” ( o tgy) no está considerado.

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

### 3. FÓRMULAS GRAUSS-KRÜGER

Para comenzar con el desarrollo de la representación conforme con un mínimo de deformación mínima sobre la franja NORTE – SUR, se tomará un cilindro elíptico tangente a un meridiano central (ver Fig 6A.5).

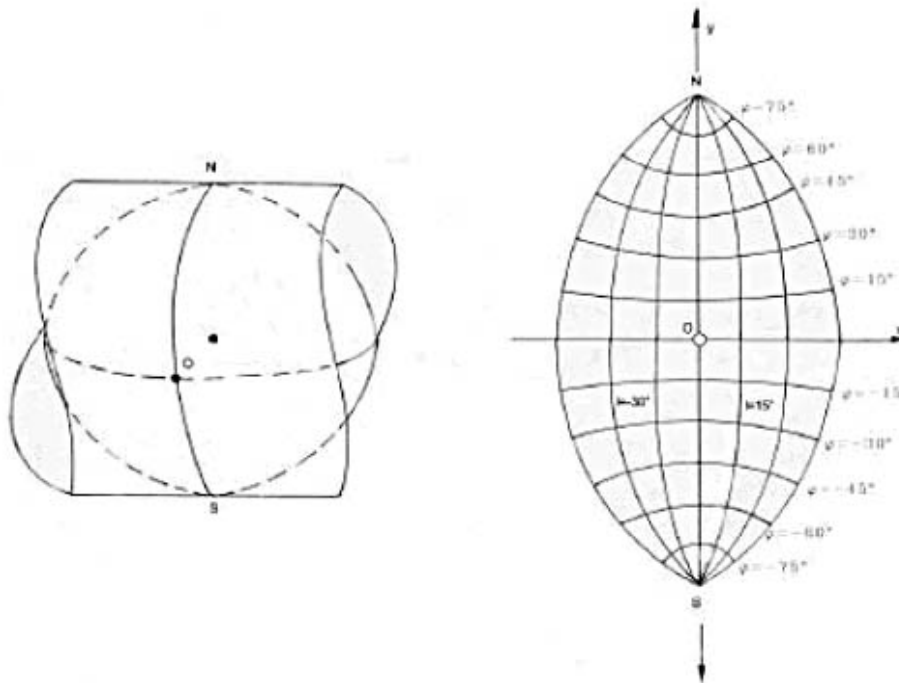


Fig. 6A.5

Una representación más extensa de los meridianos y de la grilla de los paralelos es dada en la Fig 2.6 (capítulo 2 punto 2.5.4), pero para las consideraciones siguientes partimos de la Fig. 6.A.5 anterior.

Para este caso, la formula 2.1 se transformará como sigue:

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

Donde  $l$  es la longitud referenciada al meridiano central:

$$l = \lambda - \lambda_0 \quad (2.4)$$

Adoptando un desarrollo de serie Taylor de los aspectos de función:

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

Y al separar las partes reales e imaginarias se produce las expresiones genéricas para la representación conformal de la banda descrita

$$\begin{aligned} x &= f(q) - \left( \frac{d^2f}{dq^2} \right) \frac{l^2}{2} + \left( \frac{d^4f}{dq^4} \right) \frac{l^4}{24} + \dots \\ y &= \left( \frac{df}{dq} \right) \cdot l + \left( \frac{d^3f}{dq^3} \right) \frac{l^3}{6} + \dots \end{aligned}$$

Tomando la equidistancia a lo largo del meridiano central ( $l=0$ ) es correcto tomar:

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

Y luego:

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

También, recordando que:

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

Es posible obtener:

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

Y también:

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

A partir de esos principios es posible obtener las derivadas siguientes y surgen las fórmulas de transformación:

$$\begin{aligned} y &= B + \frac{N \operatorname{sen} \varphi \cos \varphi}{2} l^2 + \frac{N \operatorname{sen} \varphi \cos^3 \varphi}{24} (5 - \operatorname{tg}^2 \varphi + 9\eta^2 + 4\eta^4) \cdot l^2 + \dots \\ x &= N \cos \varphi l + \frac{N \cos^3 \varphi}{6} (1 - \operatorname{tg}^2 \varphi + \eta^2) \cdot l^3 + \dots \end{aligned} \quad (2.5)$$

Donde **B** y **N** son dados en las formulas al principio de 2 (en el Anexo) y  $\eta^2$  es:

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

$l$  es dada por (2.4) y para su aplicación en (2.5) se debe expresar en radianes.

Con la consideración de (2.2), (2.3) y (2.4) viene también:

$$\begin{aligned} \gamma &= \operatorname{sen} \varphi l + \dots \\ m &= 1 + \frac{\cos^2 \varphi (1 + \eta^2)}{2} l^2 + \dots = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots \end{aligned} \quad (2.6)$$

Donde:

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

(**R** es el mejor radio esférico apropiado para el elipsoide en latitud  $\varphi$ )

Para el cálculo inverso (para obtener  $\varphi, \lambda$  surgiendo de  $x, y$ ) las siguientes formulas son útiles:

$$\varphi = \varphi_1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \varphi_1}{2} \left( \frac{x^2}{M_1 N_1} \right) + \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{24} (5 + 3 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 + \eta_1^2 - 9\eta_1^2 \operatorname{tg}^2 \varphi_1) \left( \frac{x^4}{M_1 N_1^3} \right) + \dots \quad (2.7)$$

$$l = \frac{x}{N_1 \cos^2 \varphi_1} - \left( \frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 + \eta_1^2}{6 \cos \varphi_1} \right) \left( \frac{x}{N_1} \right)^3 + \dots$$

$$\lambda = \lambda_0 + l$$

Donde  $\varphi_1$  es la latitud que hizo posible  $B(\varphi) = y$

La representación con estos algoritmos fue aplicada por GAUSS al principio del siglo XIX para el reinado de HANNOVER. 100 años después de esto, el Dr. L KRÜGER hizo un análisis exploratorio y la extensión de las expresiones alicando varias fajas a Alemania. También se extendió un criterio similar para otros países.

Con el cilindro tangente, donde  $m = 1$  por el meridiano central de la banda, el ancho de la zona debe ser menor a 200 km en cada lado ya que en este caso la razón de deformación lineal ( $m = 1 + x^2/2R^2 + \dots$ ) sobrepasa el valor 1.0005, o sea 0.5 m en 1 km.

Con esta limitante, el uso de estas coordenadas de plano es muy conveniente para los propósitos de cartografiado topográfico y también para muchos cálculos de redes de control. Para mejores resultados, se debe hacer una corrección en los elementos de medida (ver el punto 2.2.5 en el capítulo 6).

#### 4. REPRESENTACIONES GENERALES DE POLINOMIALES MERCATOR (Ver 2.5.4 y 2.5 en el capítulo 2)

La representación de Gauss-Krüger, luego de la 2da Guerra Mundial, también fue llamada POLINOMIAL MERCATOR y se utilizó en muchos países. Por esta razón, muchas constantes y coeficientes fueron adoptadas; para **N** (coordenada Norte) y **E** (coordenada Este) son válidas.

$$N = Y_0 + Ky$$

$$E = X_0 + Kx$$

Y en consecuencia

(2.8)

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

**K** es un coeficiente (bajo 1) para reducir el coeficiente de deformación lineal "m" y permite la extensión de ancho de la faja (por ejemplo 300 Km. a cada lado del meridiano central), particularmente para el cartografiado topográfico en escalas menores a 1:100000 (1:200000 ...)

$Y_0$  : es llamado el NORTE FALSO

$X_0$  : FALSO ESTE

**K**: FACTOR ESCALA EN EL MERIDIANO CENTRAL

La aplicación del coeficiente **K** hecha sobre el meridiano central, aparece como una deformación lineal negativa, ej. Para  $K = 0.9998$ , las distancias elipsoidales contrae 20cm/km y las líneas isométricas son transferidas en dos líneas paralelas a la imagen meridiana descrita. La superficie tangente es remplazada por un cilindro elíptico secante.

Para la representación Mercator Transversa Universal (UTM) los siguientes valores son adoptados:

$$K = 0.9996$$

$Y_0 = 0$  o  $10000000$  (Para los hemisferios Norte y Sur respectivamente))

$X_0 = 500000$  para cada meridiano central

Y las zonas son distribuidas a intervalos de  $6^\circ$  de longitud, de acuerdo a la siguiente tabla:

ZONA (Z)	MERIDIANO CENTRAL (LONGITUD)	DISTANCIA DE APLICACIÓN (LONGITUD)
31	$3^\circ$	$0^\circ$ to $6^\circ$
32	$9^\circ$	$6^\circ$ to $12^\circ$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
50	$117^\circ$	$114^\circ$ to $120^\circ$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
60	$177^\circ$	$174^\circ$ to $180^\circ$
1	$183^\circ (-177^\circ)$	$180^\circ$ to $186^\circ (-174^\circ)$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
20	$297^\circ (-63^\circ)$	$294^\circ (-66^\circ)$ to $300^\circ (-60^\circ)$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
29	$351^\circ (-9^\circ)$	$348^\circ (-12^\circ)$ to $354^\circ (-6^\circ)$
30	$357^\circ (-3^\circ)$	$354^\circ (-6^\circ)$ to $0^\circ$

El número de zona (Z) puede ser calculado comenzando por la longitud del meridiano central con la siguiente fórmula:

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

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

En la segunda fórmula (Oeste), el valor negativo de la longitud (del meridiano central) debe ser tomado.

Existen muchos programas de software para solucionar el cálculo de la transformación Polinomial Mercator, con los algoritmos descritos en el punto 3 y 4 de este anexo, u otro modo alternativo. Sin embargo, es preferible tener un buen conocimiento del tema de la naturaleza de la razón de deformación lineal (m).

En muchos casos es apropiado relacionar el esquema TRANSVERSAL MERCATOR adoptado por la representación del país pero en casos particulares hay posibilidades de seleccionar el mejor procedimiento de representación plana. Para este fin, es importante recordar que la representación Polinomial Mercator es particularmente apropiada para la aplicación en la banda Norte – Sur, donde el ancho Oeste – Este es menor a 400 km (200 km a cada lado del meridiano central).

Luego de la selección del meridiano central, tomado en cuenta la reducción de cualquier distancia para el área seleccionada a esta línea, existe aún la posibilidad de escoger un coeficiente **K** (ver formulas en el 2.8) para una mejor distribución del módulo de deformación lineal en todo el dominio de representación.

Para propósitos topográficos, incluyendo la delineación costera, el posicionamiento de las ayudas a la navegación, las descripciones de rasgos en la costa y levantamientos especiales para puertos, es preferible un coeficiente de deformación lineal menor que 0.2 m/km, esto significa que 'm' resulte entre 0.9998 y 1.0002.

---





**CAPÍTULO 6 - ANEXO B  
(EJEMPLOS DE EQUIPO COMERCIAL)**

## 1. INTRODUCCIÓN

En este anexo, está la lista de direcciones, números telefónicos y sitios web de algunos de los proveedores de equipos utilizados en levantamientos topográficos o remotos mediante procesado de imágenes. Sin embargo, el análisis de los manuales comerciales o de las páginas web es la forma recomendada para mantener al día la tecnología disponible, la información de precios y lanzamientos de productos en el futuro.

En los sistemas de levantamiento de terreno, existe una amplia diversidad de estaciones totales disponibles (una combinación de medición teodolito, de distancia de archivo de datos y de cálculo), también de niveles de horizontalización automática con lectura digital en miras con código de barra y programas de procesado. En la adquisición de los datos fotogramétricos existe una gran variedad de cámaras, análogas y digitales y las que incluyen posicionamiento GNSS, películas escáneres, estereoplotters, estaciones de imagen y programas específicos para el procesado digital y la elaboración ortofoto. El medio Geoespacial da muchas posibilidades para la elaboración de productos y para acceder las imágenes y los productos de imagen a través de los servidores WEB

## 2. DIRECCIONES Y PÁGINAS WEB

A continuación hay una lista de compañías o instituciones que proveen equipo, productos y servicios relacionados con los temas cubiertos en el CAPÍTULO 6, se intenta que sea exhaustiva y se espera que en las futuras versiones de este manual se pueda crear un mejor directorio.

NOMBRE DE LA INSTITUCION	EQUIPO, PRODUCTOS O SERVICIOS	DIRECCIÓN/PAIS	SITIO WEB O E-MAIL
AGFA GEVAERT	Photogrammetric Films	B-2640 Mortsel BELGIUM	<a href="http://www.agfa.com">www.agfa.com</a>
ANEBA, Geoinformatica	Topographic software (CARTOMAP)	Nicaragua 48. 2°, 6° 08029 - Barcelona SPAIN	<a href="http://www.aneba.com">www.aneba.com</a>
ASAHI PRECISION	Theodolites, Levels, Total Stations (Pentax)	2-5-2 Higashi Oizumi Nerima-ku, Tokyo JAPAN	<a href="http://www.pentax.co.jp">www.pentax.co.jp</a>
CLARK LABS	Cartographic Software, GIS (IDRISI)	Clark University 950 Main Street Worcester, MA 01610- 1477 USA	<a href="http://www.clarklabs.org">http://www.clarklabs.org</a>
EARTH RESOURCE MAPPING (ERMAPPER)	imagery products and software for GIS database	4370 La Jolla Village Drive suite 900 San Diego CA USA	<a href="http://www.ermapper.com">www.ermapper.com</a> <a href="http://www.earthetc.com">www.earthetc.com</a>
ERDAS	Images Processing software	USA	<a href="http://www.esdas.com">www.esdas.com</a>
ESRI	GIS (ArcInfo, ArcView)	USA	<a href="http://www.esri.com">www.esri.com</a> <a href="mailto:info@esri.com">info@esri.com</a>

<b>NOMBRE DE LA INSTITUCION</b>	<b>EQUIPO, PRODUCTOS O SERVICIOS</b>	<b>DIRECCIÓN/PAIS</b>	<b>SITIO WEB O E-MAIL</b>
EURIMAGE	Imagery Products	Viale e. D'Onofrio 212, 00155 Rome, Italy	
GARMIN Int.	GPS Navigators	1200E 151 st., Street Olathe, KS 66062 – USA	www.garmin.com
GEOMATECH	Geomatics, GIS and cartography services and assistance	2, rue Philippe Lebon, BP 102, 44612, Saint Nazaire, FRANCE	geomatech@wanadoo.fr
GODDARD SPACE FLIGHT CENTER	Remote Sensing Assistance	USA	http://www.gsfc.nasa.gov
Hewlett-Packard	Hardware	USA	<a href="http://www.hp.com">www.hp.com</a>
Institute Cartografic de Catalunya	Cartographic, geomatics, photogrammetric and remote sensing services	Parc de Montjuic s/n, 08038 Barcelona, España	www.icc.es
INTERGRAPH CORPORATION	Soft/Hardware and images for Cartographic processing	P.O. Box 6695 Mailstop MD IW17A2 Huntsville Al 35894-6695 USA	http://imgs.intergraph.com www.intergraph.com
ISM Europe S.A.	Photogrammetric software and hardware, and services.	Passeig de Fabra i Piug 46, 08030, Barcelona, ESPAÑA	<a href="mailto:sales@ismeurope.com">sales@ismeurope.com</a> www.ismeurope.com
ITC	Photogrammetric and Cartographic assistance	Hengelostraat 99 P.O BOX 6 THE NETHERLANDS	www.itc.nl ilwis@itc.nl
KODAK, GR-OUPE ALTA	Films for Photogrammetry GIS, Cartography, Remote processing	Hant Monts Inc 3645, Boulevard Sainte- Anne Beauport (Quebec) CANADA G1E3L1	www.kodak.com www.mb-gepair.com www.groupealta.com
LEICA GEOSYSTEMS AC	Total Stations Levels, Theodolites, GNSS, Photogramm. Cameras, Stereo plotters, Scanners	CH.9425 Heerbrugg SWITZERLAND	www.leica- geosystems.com
MAPINFO	Software for Cartography, Photogrammetry and GIS	USA	www.mapinfo.com
MicroImage, Inc	Software, Image processing TNT MIPS software	11 <sup>th</sup> . Floor, The Sharp Tower 206 south 13 <sup>th</sup> street Lincoln. NE 68508-2010 USA	www.microimages.com
OMNISTAR, INC.	Worldwide (satellite based) DGPS Service	8200 Westglen Dr. 77063-Houston, TX USA	www.omnistar.com
PCI GEOMATICS	Software for cartography and GIS	50 west Wilmon Street, Richmond Hill, Ontario CANADA L4B1M5	www.pci.on.ca sales@pci.on.ca

<b>NOMBRE DE LA INSTITUCION</b>	<b>EQUIPO, PRODUCTOS O SERVICIOS</b>	<b>DIRECCIÓN/PAIS</b>	<b>SITIO WEB O E-MAIL</b>
P.GEERDERS Consultancy	Marine and coastal remote sensing applications services	Kobaltpad 18, 3402 JL, Ijsselstein, THE NETHERLANDS	<a href="mailto:pgcons@wxs.nl">pgcons@wxs.nl</a> <a href="http://plaza.wxs.nl/pgconsult/">plaza.wxs.nl/pgconsult/</a>
RADARSAT International	Images and Image Products.	CANADA	<a href="http://www.rsi.ca">www.rsi.ca</a>
RESEARCH SYSTEMS	ENVI Software	USA	<a href="http://www.rsinc.com">www.rsinc.com</a>
SITEM S.L.	Photography and satellite image processing, Digital Elevation Models cartography	Aragó 141-143, 08015 Barcelona, ESPAÑA	<a href="http://www.sitem-consulting.com">www.sitem-consulting.com</a>
SOKKIA CO.LTD.	Total Stations Level, Theodolites	20-28, ASAHICHO 3-C HOME, MACHIDA, TOKIO, 194-0023 JAPAN	<a href="http://www.sokkia.co.jp">www.sokkia.co.jp</a>
SPOT Image	Remote Sensing Images, Products, etc.	FRANCE	<a href="http://www.spotimage.com">http://www.spotimage.com</a>
THALES NAVIGATION	GNSS (ASHTECHMAGUELLAN)	471 El Camino Real Santa Clara, CA 950050 – USA	<a href="http://www.ashtech.com">www.ashtech.com</a>
TRIMBLE NAVIGATION	GNSS, Total Stations, Theodolites, Levels, geodetic and topographic software	645 North Mary Ave. Sunnyvale, CA 94088-3642 USA	<a href="http://www.trimble.com">www.trimble.com</a>
XYZ Sistemas Industriales S.A.	Cartographic and data base handling for their use with Internet Mapper application	Av. Infantes 105, 39005 Santander, Cantabria. ESPAÑA	<a href="http://www.imapper.com">www.imapper.com</a>
Z/I Imaging Corporation	Cameras, Scanners, Stereo-plotters, GIS	301 Chochran Road, Suite 9 Huntsville AL USA 35824	<a href="http://www.ziimaging.com">www.ziimaging.com</a>

