

“ Cuando pones la proa visionaria hacia una estrella, y tiendes el ala hacia tal excelsitud inasible, afanoso de perfección y rebelde a la mediocridad, llevas en tí el resorte misterioso de un ideal. Es ascua sagrada, capaz de templarte para grandes acciones.

Custódiala; **si la dejas apagar no se reenciende jamás**. Y si ella muere en ti, quedas inerte; fría bazofia humana.

Solo vives por esa partícula de ensueño que te sobrepone a lo real. Ella es el lis de tu blasón, el penacho de tu temperamento...

Es de pocos esa inquietud de perseguir ávidamente alguna quimera, venerando a filósofos, artistas y pensadores, que fundieron en síntesis supremas sus visiones del ser y de la eternidad, volando más allá de lo real. Los seres de esta estirpe, cuya imaginación se puebla de ideales y cuyo sentimiento polariza hacia ellos la personalidad entera, forman raza aparte en la humanidad: son los idealistas... ”

Símbolo: En el vaivén eterno de las eras, el porvenir es siempre de los visionarios. La interminable contienda entre el idealismo y la mediocridad tiene su símbolo... Perseo exhibiendo la cabeza de Medusa, cuyo cuerpo se agita con contorsiones de reptil bajo los pies alados de Perseo...

Perseo le dice a los jóvenes que toda lucha por un ideal es santa, aunque sea ilusorio el resultado; que es loable seguir su temperamento y pensar con el corazón, ello contribuirá a crear una personalidad firme.

Le dice también, que todo germen de romanticismo debe alentarse para llenar de auroras **la única primavera que no vuelve jamás**.

...y a los maduros, los instiga a custodiar sus ideales bajo el palio de la más severa dignidad, frente a las continuas tentaciones que conspiran para encenagarlos en la Estigia donde abisman los mediocres. ...

... y en el gesto del bronce de la plaza de Florencia, parece que el idealismo decapitara a la mediocridad, entregando su cabeza al juicio de los siglos.-

El Hombre Mediocre – José Ingenieros - Bs.As 1910.-



El mundo

Un hombre del pueblo de Neguá, en la costa de Colombia, pudo subir al alto cielo.

A la vuelta, contó:

Dijo que había contemplado, desde allá arriba, la vida humana. Y dijo que somos un mar de fueguitos.

— *El mundo es eso — reveló — Un montón de gente, un mar de fueguitos.*

Cada persona brilla con luz propia entre todas las demás.

No hay dos fuegos iguales. Hay fuegos grandes y fuegos chicos y fuegos de todos los colores. Hay gente de fuego sereno, que ni se entera del viento, y gente de fuego loco, que llena el aire de chispas. Algunos fuegos, fuegos bobos, no alumbran ni queman; pero otros arden la vida con tantas ganas que no se puede mirarlos sin parpadear, y quien se acerca, se enciende.

El Libro de los Abrazos - Eduardo Galeano - Montevideo.-

Capítulo 4. Levantamientos terrestres

Llamamos así a los levantamientos topográficos clásicos, a fin de establecer una diferencia con los levantamientos hidrográficos y los levantamientos aerofotogramétricos.

4.1: Elección de los puntos a relevar

Tal como ya expresáramos con anterioridad y en reiteradas oportunidades, en el momento de la Captura de datos en forma directa y en el terreno, el Agrimensor se encuentra ante la dificultad que significa tener que manejar una cantidad agobiante de datos estadísticos, o con la incertidumbre de decidir la forma de realizar observaciones **representativas** y al mismo tiempo **selectivas**, ya que como también hemos afirmado, resulta imposible poder observar los infinitos puntos que conforman la realidad.

Por otra parte, siempre queda la duda o el riesgo:

☞ “si la elección selectiva puede ser generalizada”



Por ello, siempre es conveniente adoptar un muestreo estadístico adecuado, pues de esa forma aseguramos el resultado esperado; a la vez que ahorramos tiempo, ocupación de personal, esfuerzo y por lo tanto, reducimos los costos.

MUESTREO: Existen tres métodos importantes para realizar estudios selectivos:

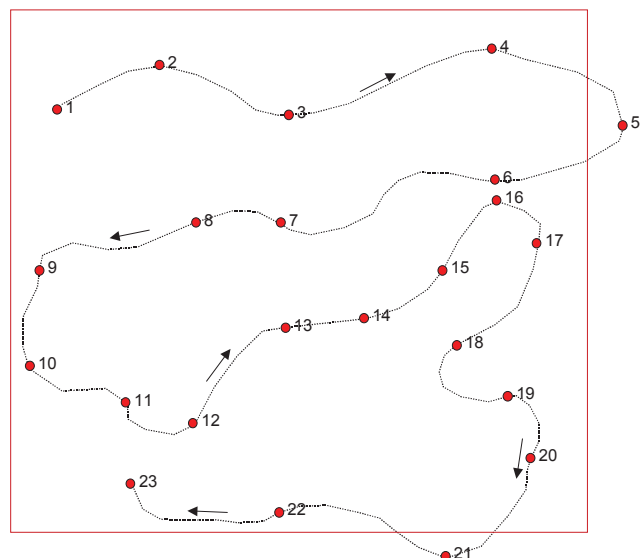
- 1) Muestreo aleatorio simple
- 2) Muestreo aleatorio sistemático
- 3) Muestreo estratificado

4.1.1: Muestreo aleatorio simple

Es el método más directo, que consiste en **relevar** (observar - censar – levantar) **puntos al azar**.

Pero al no disponerse de un marco que encierre nuestro trabajo, es muy frecuente tomar puntos fuera de la zona, o no llegar hasta los límites, o quedar muy desplazado con la nube de puntos observados.

Como tampoco es fácil ubicarse en el terreno, es bastante común que el mirero deje muchos vacíos sin levantar, y a su vez que concentre los puntos observados en un sector. Especialmente cuando el terreno no está limpio sino que está cubierto de monte o malezas.



En los vacíos, no existe información, como tampoco datos que reflejen fehacientemente la forma del relieve del terreno.

A su vez existen zonas en que hay una mayor concentración de puntos.

Al generar el mosaico TIN para la elaboración del Modelo Digital de Elevaciones y su derivado (curvas de nivel), se formará una malla de triángulos para nada homogénea.

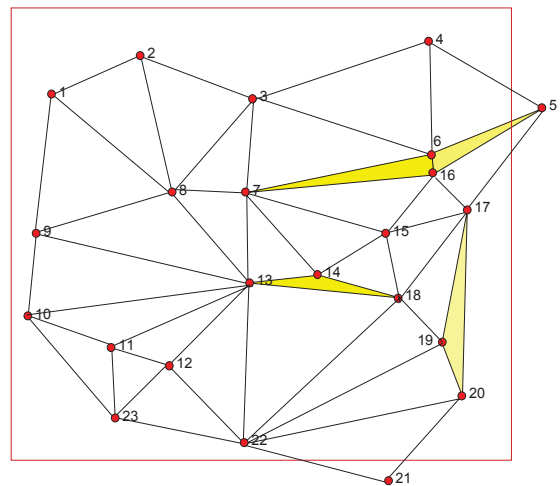
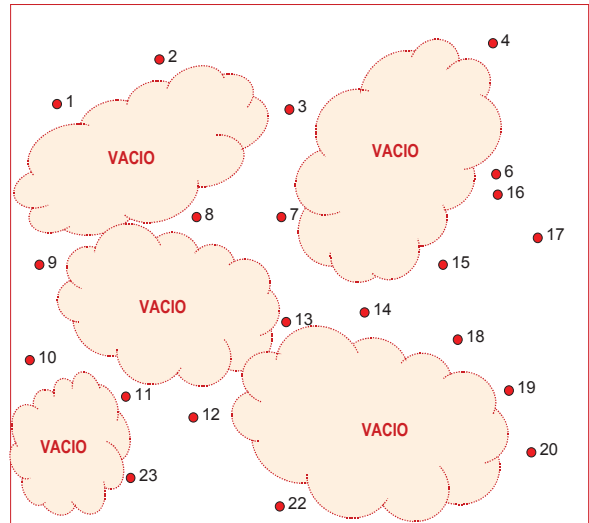
Un TIN (*triangulated irregular network*,) está formado por triángulos irregulares:

- se construyen ajustando un plano a tres puntos cercanos no colineales
- se adosan sobre el terreno formando un mosaico
- se adaptan a la superficie con diferente grado de detalle, en función de la complejidad del relieve.
- Los triángulos se construyen ajustándose a una estructura anterior de puntos¹

La exactitud del modelo y el dibujo de las curvas de nivel, depende en parte de que los triángulos sean lo más homogéneos posibles, de modo tal que triángulos con ángulos tan agudos como en el croquis, generan modelos erróneos y en esos sectores las curvas son muy quebradas, y si estas se suavizan seguro se cruzarán.

Este método de muestreo, solo puede ser empleado cuando el levantamiento tiene carácter de expeditivo; si no es así, en la generalización puede cometerse graves errores.

Podemos emplearlo a los fines de controlar una plani altimetría existente, un levantamiento previamente ejecutado y que sirvió de base para la ejecución de un plano topográfico, y/o un proyecto ejecutivo.



4.1.2: Muestreo sistemático

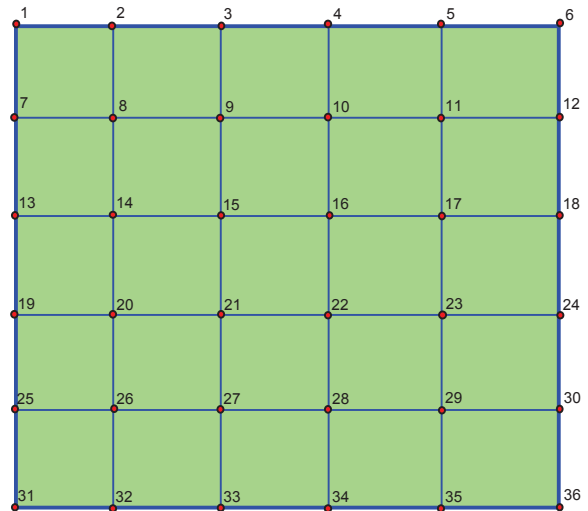
El segundo método: Al igual que el anterior, no exige disponer de información previa.

La región a observar o censar, se divide en unidades de igual superficie y se toma un muestreo a intervalos regulares.

¹ Modelos digitales de Elevación: A.M. Felisísimo

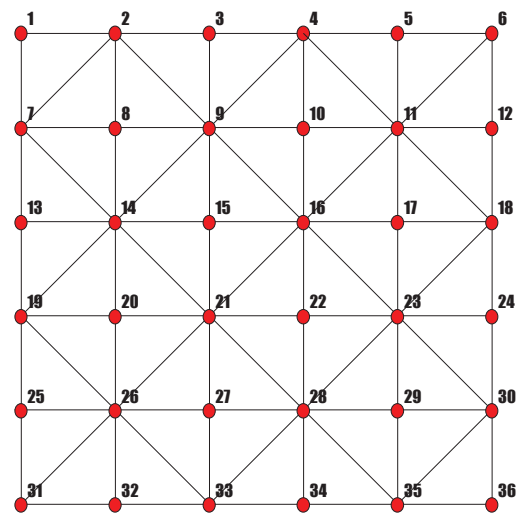
Esta forma de proceder, es generalmente el más usado en los censos de población, y quizás sea uno de los métodos más antiguos de relevamiento topográfico en obras, a éste método de muestreo, en la jerga de obra, se lo conoce con el nombre de “cuadrícula”.

Si lo que se busca es la construcción de un modelo que se ajuste lo más posible a la realidad, este método tampoco es fiable, ya que deja muchos espacios sin información (en el interior de la cuadrícula).



Para solucionar este problema, los proyectistas recomiendan a sus topógrafos densificar la malla, reduciendo el tamaño de la cuadrícula, pero esto trae aparejado un mayor aumento de trabajo y por consiguiente de tiempo y costos. Téngase presente, que muchas veces que se encarga un levantamiento, la tarea consiste en el relevamiento una zona virgen, cubierta de monte y malezas. Replantear y demarcar en el terreno estas cuadrículas, implica la apertura de costosas picadas.

Por el contrario, cuando el terreno es prácticamente llano y está limpio, el **MDT** generado es excelente ya que la forma de los triángulos es uniforme y la malla resultante es la óptima.



4.1.3: Muestreo estratificado

Los objetos a ser representados, o censados; se agrupan por sectores o clases (estratos), tomando en cuenta las características más relevantes.

Por ejemplo: en las valuaciones masivas, dividimos en universo de trabajo en zonas de distintos valores. Separamos los barrios residenciales de los barrios periféricos, igualmente la zona comercial de la zona industrial, etc.

Luego al muestreo lo hacemos eligiendo puntos encerrados dentro de los límites de cada zona.

La gran virtud de este método, estriba en que la generalización queda acotada o encerrada dentro del entorno de los límites que fijamos.

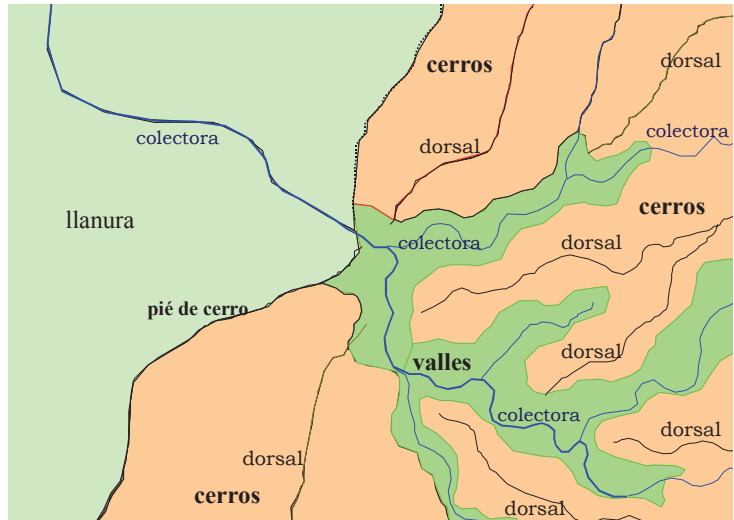
Esta claro que este método, a diferencia de los anteriores, requiere de una considerable **información previa** sobre el objeto a estudiar.

Tal como hemos dicho, este método es de uso muy frecuente en las valuaciones masivas, y en los censos catastrales, en donde a la información previa se accede a través de la confección de una carta temática llamada cartografía de pre-censo.

- En los levantamientos topográficos, la información previa requerida consiste, en la recopilación de documentos gráficos y literales que existan como antecedentes, pero fundamentalmente importante resulta la visita al terreno, a fin de realizar un minucioso reconocimiento del mismo, y la confección del croquis.-

En primer lugar, separamos las zonas altas (II) (sectores muy movidos), de los valles (III) y la zona llana (I) - (sectores donde la variación de la pendiente es prácticamente uniforme). A su vez, en las zonas altas identificamos las dorsales (divisorias de agua) principales, luego las secundarias, las ramificaciones, las sillas, las partes bajas de las lomadas, los coronamientos de las grandes pendientes y de las barrancas, etc.

- En los valles:
Primero las colectoras principales de agua (ríos, arroyos) y luego las colectoras secundarias (cursos de agua temporarios). El pié de las grandes pendientes y de las barrancas, los puntos más elevados de los valles y las depresiones cerradas.
- En las zonas que la variación de la pendiente es muy uniforme o suavemente ondulada, definimos los límites que la encierran.

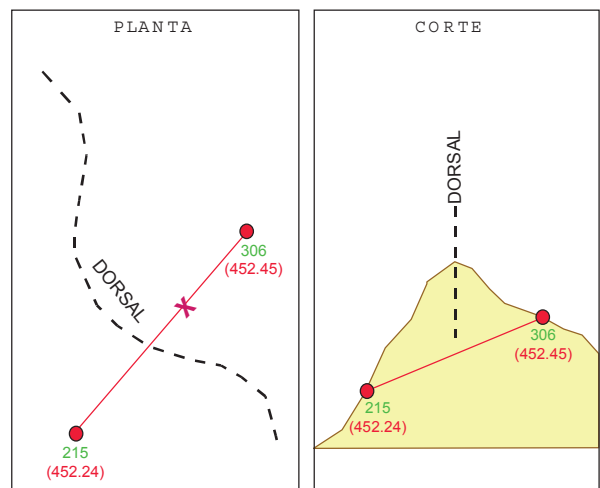


En los levantamientos topográficos terrestres, a la carta precensal lo reemplaza una copia de contacto de una fotografía aérea, un ploteo de imagen satelital, y el **croquis de campo**.

Este último, debe ser suficientemente prolijo y claro, como para poder identificar sin confusión los límites de los sectores y subáreas de trabajo.

Sabemos que las curvas de nivel son perpendiculares a las líneas de máximo escurrimiento de las aguas, y también lo son a las dorsales y colectoras, de tal modo que identificando claramente estas líneas divisorias en el terreno y en el croquis, habremos ya dado un valioso paso en la identificación de la forma del terreno.

Estas líneas croquizadas, serán las que separarán las áreas de trabajo y serán muy útiles a la hora de confeccionar el plano con curvas de nivel y el **modelo digital** de elevaciones (líneas de rotura, líneas de inclusión, etc.), ya que sabemos que en toda interpolación de altura, no pueden adoptarse puntos separados por una línea divisoria.



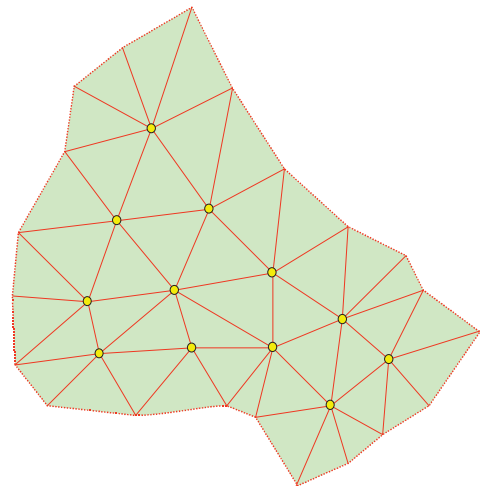
Dicho de otro modo, no se pueden interpolar dos puntos, cuando entre ellos se encuentra una dorsal o una colectoras (**línea de rotura**)

Lo mismo ocurre con los puntos extrapolados, caso muy común y frecuente en el primeros de los dos métodos. En cambio ello no ocurre en los muestreos estratificados donde nos imponemos la condición de tan solo interpolar entre los límites prefijados.

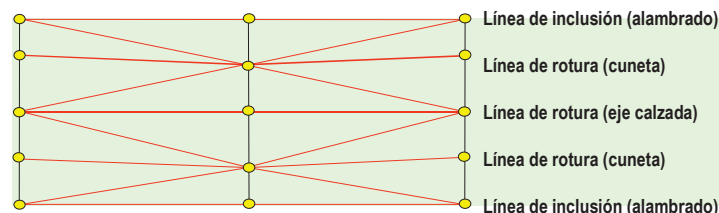
Reconocidas y correctamente croquizadas las líneas de rotura, las relevamos recorriéndolas tomando los puntos más significativos, es decir en las inflexiones del terreno (como si hiciésemos un perfil), posteriormente realizamos el levantamiento de puntos dentro del área demarcada, tomando todos los puntos característicos, (queiebres de pendientes) y los detalles necesarios para la transmisión de la información.

Cuando la planialtimetría surja a partir de la construcción de un modelo digital de elevaciones (MDE), es necesario tener presente que además será necesario el levantamiento de otros puntos adicionales del terreno.

Seguramente el software elegido trabajará empleando una malla de triángulos (TIM), a los efectos de lograr un buen modelo y a su vez para mejorar el curvado, en los levantamientos superficiales conviene tomar los puntos interiores imaginando triángulos lo más regulares posibles, evitando (como ya hemos dicho) las figuras con ángulos muy agudos.



Si trata del levantamiento para el proyecto de una obra de desarrollo lineal, en ese caso la configuración del levantamiento se tratará de una faja, cuyo desarrollo longitudinal es mucho mayor que el ancho, en tal caso siempre conviene barrer la zona levantando puntos en forma de perfiles transversales, intentando que se formen triángulos lo más regulares posibles.



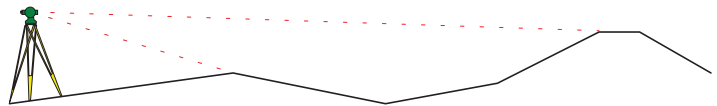
El arte de los levantamientos topográficos, puede ser perfeccionado únicamente a partir de la experiencia personal deducida a través de una extensa **práctica de campo**.

El Agrimensor deberá revisar y analizar permanentemente los criterios adoptados y compararlos con los resultados obtenidos. Debe tender a la formación de un criterio tal, que le permita elegir cuales son los puntos que le brindan la mayor información y cuales son innecesarios y solo producen “ruido”.


El profesional deberá estar muy atento, ya que en campaña tendrá que asegurarse de no omitir ningún punto de los que hemos llamado necesarios.²

² ver checklist

Los puntos que se omiten con mayor frecuencia, son aquellos que se encuentran alineados con el observador.



O cuando los puntos de cambio de pendiente se encuentran sobre una ladera enfrentada al observador, ya que ésta se presenta como un solo plano ante los ojos del operador; por eso el alumno debe tener muy presente que:

 **la condición necesaria de todo buen levantamiento es que el Agrimensor acompañe al mirero, con el objeto que sea él mismo quien elija los puntos, al tiempo que los asienta en el croquis; mientras que un operador avezado realiza las mediciones desde el instrumento.**

Esta práctica es recomendada para todos los casos, pero en especial para los levantamientos polares realizados con taquimetría electrónica, ya que las distancias desde el aparato a los prismas pueden llegar a ser muy largas y por ende, aumenta considerablemente la posibilidad de cometer omisiones.



4.2: Métodos de Levantamiento Superficial

Veremos a continuación los métodos más comunes para realizar los levantamientos cuando éste está destinado a la elaboración de un Modelo Digital del Terreno, que sirva de base al Estudio y Proyecto de una obra de Arquitectura o Ingeniería, cuyo desarrollo es superficial.

4.2.1: Cuadrícula


Un método de relevamiento frecuentemente utilizado en los levantamientos superficiales, se basa en lo que antes habíamos desarrollado como **muestreo sistemático**, es el de materializar en el terreno una cuadrícula.

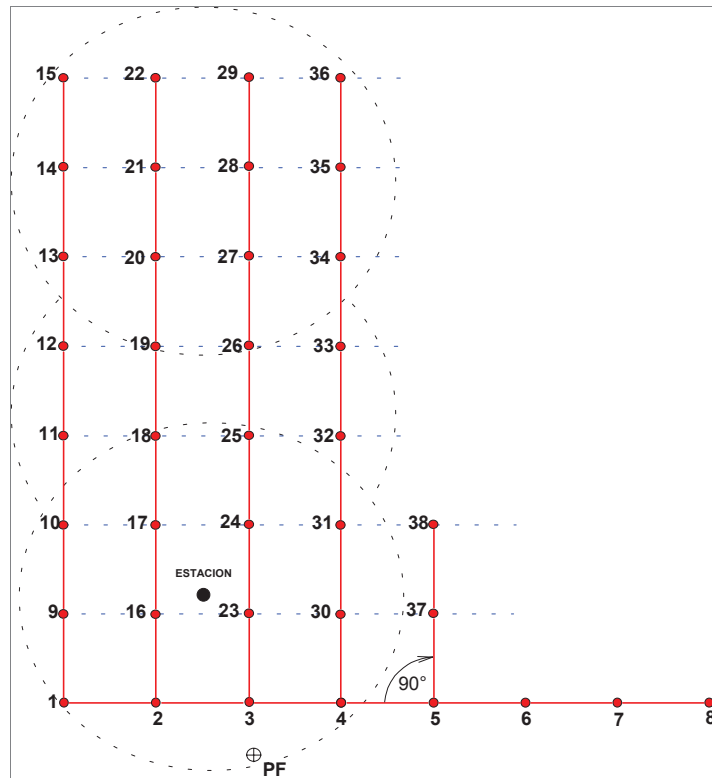
Resulta muy sencillo porque no requiere conocer el manejo de coordenadas ni trigonometría, ni cálculos matemáticos complicados, solo es necesario saber replantear un ángulo de 90° y conocer elementos de la nivelación diferencial.

Para el replanteo de la malla, se colocan estacas numeradas, alineadas con teodolito a distancia constante medidas con cinta, (por ejemplo: cada 50m.)



Luego, estacionándonos en cada uno de estos piquetes, levantamos 90° respecto al eje y repetimos el piqueteo, a la misma distancia, no olvidándose de numerar las estacas.

 Cuando el terreno es llano o suavemente ondulado, los vértices de cada cuadrado son nivelados, tomando lectura de varios de ellos desde una sola estación de nivel (ver figura). Si el terreno es muy movido, o se encuentra cubierto de malezas o monte, se nivela línea por línea, como si fuesen perfiles transversales.



Este método, es el más utilizado por la topografía tradicional dada su extrema sencillez, ya que como puede apreciarse, no exige cálculos complicados, solo simples sumas y restas, y brinda puntos uniformemente distribuidos sobre toda la superficie a representar. Sin embargo, al generalizar para obtener curvas de nivel, o para construir un modelo digital de elevaciones, se pueden cometer errores groseros.

Reiteraremos lo dicho al ver el fundamento del método, esta forma de levantamiento nada nos dice con lo que ocurre entre dos puntos consecutivos y mucho menos dentro de cada cuadrado. Si hay cambios de pendientes, elevaciones, depresiones, etc., éstas no son tomadas en cuenta en el relevamiento y por lo tanto no quedarán representadas en el modelo resultante.

Aun a pesar de no ser este el método más adecuado para la realización de levantamientos topográficos superficiales, su empleo es alarmantemente frecuente, y es el método más solicitado por las empresas Consultoras que elaboran los **proyectos ejecutivos**.

4.2.1.a: Acotación de errores

Realizar la acotación de errores de éste método es muy sencillo, ya que sólo se trata de alineaciones, piqueteo de estacas, replanteo de ángulos de 90° y medición de distancias a fin de realizar el piqueteo a distancias regulares. La altura como dijimos resulta de una nivelación diferencial.

Ejercicio N° 18:

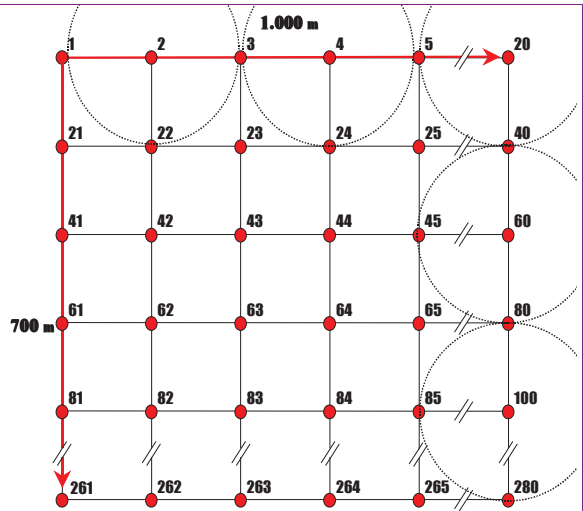
Se propone realizar una cuadrícula para relevar una superficie rectangular, de 1000m de largo por 700m de ancho, tomando puntos cada 50m.

Sabiendo que se va a emplear un teodolito electrónico de lectura directa 20" para realizar las alineaciones y los replanteos de los ángulos rectos.

Y que el replanteo del piqueteo se hará con una cinta de acero de 50m (estimando una precisión posible de 1:5.000 en la medición de las distancias).

Comenzando a replantear la cuadrícula desde el punto 1, se desea conocer la elipse planimétrica de error, en el punto más comprometido (punto 280).

Y suponiendo que la nivelación diferencial se realice estacionando el nivel piquete de por medio, que la nivelación solo se realiza en "ida", determinar el intervalo de error altimétrico posible en el mismo punto 280.



4.2.2: Método Polar

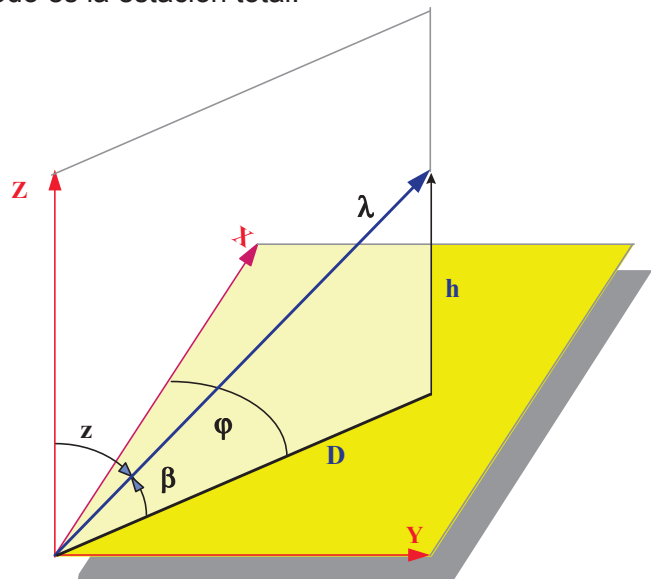
Comúnmente conocido en la topografía clásica como "Taquimetría", y últimamente se ha difundido con el pomposo nombre de: "levantamiento por nube de puntos".

Los fundamentos de este método son bien conocidos por el alumno, pues lo conoce de la topografías y además lo ha empleado reiteradas veces en las prácticas de campo.

Sin ánimo de recalcar conceptos, sino de recordarlos, los invito a rever un breve resumen del mismo:

El método consiste básicamente en un levantamiento polar, es decir definimos la posición de los puntos relevados, mediante la medición de vectores radiados desde un polo.

El instrumento ideal para el empleo de este método es la estación total.



Cada uno de los puntos, quedará definido por los parámetros del vector correspondiente:

λ magnitud del vector. (longitud inclinada)

φ dirección horizontal (rumbo): es el ángulo formado por la proyección del vector (D) sobre el plano de referencia, y el eje X de las abscisas del Sistema de Referencia.

z dirección vertical (distancia cenital), ángulo determinado entre el eje vertical, coincidente con la vertical del lugar y el vector.

β ángulo vertical, complemento de la distancia cenital.

Recordemos los algoritmos de la transformación de coordenadas polares a rectangulares:

$$\Delta X = D \cdot \cos \varphi \rightarrow (\lambda \cdot \cos z) \cdot \cos \varphi$$

$$\Delta Y = D \cdot \sin \varphi \rightarrow (\lambda \cdot \cos z) \cdot \sin \varphi$$

$$\Delta Z = h \rightarrow (\lambda \cdot \sin z) \text{ o la expresión más conocida: } h = D \cdot \operatorname{tg} \beta$$

4.2.2.a: Dirección del vector

Tal como su nombre lo indica taquimetría significa: “**método rápido de medición**”, por tal motivo debe poderse determinar el rumbo de una manera rápida y sencilla. Esto es necesario ya que en la generalidad de los levantamientos, el universo de puntos a registrar es considerable.

La forma es “**orientando**” el instrumento, ello se consigue estacionando sobre un punto de posición conocida, visualizando otro punto del sistema, y provocando en el instrumento la lectura de la dirección calculada.

La mayoría de las estaciones totales actuales, se solicita por display las coordenadas rectangulares de la estación y las coordenadas rectangulares del vértice de orientación, no es entonces necesario provocar un rumbo, sino solo realizar la puntería.

Procediendo de esta forma, cualquier punto observado, su rumbo medido estará directamente referido Sistema de Referencia.

Es practica común en algunos topógrafos, arrumbar a cualquier vértice de la red de apoyo y hacerlo con rumbo $0^\circ 00' 00''$, y luego en gabinete rotar la estación y ajustar al sistema. Pero esto no es para nada conveniente, por el tiempo que demanda, por las inmensas posibilidades de cometer errores groseros, pero fundamentalmente por la falta de control en campaña.

Dada esta condición de medición rápida, los puntos se levantan **en una sola posición**, de modo tal que se impone la condición de la continua verificación, control y corrección de los errores instrumentales.

Las normas ISO prevén verificar los teodolitos electrónicos y estaciones totales cada mes, y enviarlos a laboratorio para calibración cada 2 años, (como máximo).

4.2.2.b: Determinación de la magnitud del vector

I.- **Medición con cinta.**

Cuando las distancias son cortas, la topografía del terreno lo permite y no existen obstáculos, la distancia puede ser medida con una ruleta.

Ventajas:

Cuando las distancias son muy cortas, (1m a 5m) medir electrónicamente la distancia es muy lerdo, ya que el cono de apertura de la onda electromagnética es muy cerrado y no abarca el diámetro del prisma, y además, al moverse éste se inte-

rumpe el proceso de medición. Por tal motivo, por rapidez, las distancias muy cortas conviene que sean medidas con cinta.

Desventajas:

Cuando decimos distancias cortas, nos estamos refiriendo a longitudes menores que el de una ruleta (25m-30m), si tuviésemos que tomar distancias que implicaran medir más de una cintada, (colocando fichas), ya no sería un método práctico ni rápido.

Por otra parte, muchos de nuestros levantamientos se realizan en zonas de obra, o en la industria, donde se debe medir con la presencia de innumerables obstáculos. O una calle, avenida urbana, carretera con intenso tránsito vehicular, lo cual hace muy dificultosa y lenta la medición con cinta y hasta muchas veces imposible.

Precisiones que se pueden obtener en la medición del vector con cinta:

Ruletas de PVC aprox. 1: 2.500

Ruleta de fibra de vidrio - cinta de acero 1: 5.000 a 1: 7.500

1: 10.000 ó más (solo midiendo entre dos puntos definidos al mm)

II.- Medición estadimétrica

Otra manera de determinar la distancia, es de forma indirecta empleando los hilos estadimétricos. *(Esto es en la actualidad una práctica en desuso (o mejor dicho: - así debiera ser))*

Ventajas:

Es un método rápido si se tiene práctica.

Es usual para realizar el “corte de mira”, hacer coincidir el hilo inferior con un valor entero de la mira para facilitar el calculo mental al hacer la diferencia entre las lecturas de los dos hilos.

También es común realizar la lectura de la distancia cenital, (o ángulo vertical) a una altura igual que la del instrumento a fin de evitar realizar una suma y una resta. (i-s), al calcular la altura del punto.

Desventajas:

Dada la limitación en las exactitudes, sólo permite levantar puntos de forma del terreno, cuando los terrenos son muy movidos y los resultados pretendidos no son exigentes.

No debe emplearse para el levantamiento de la información específica.

Precisiones:

Generalmente la constante estadimétrica es 100. Las precisiones posibles en la medición de distancias es de 1: 500 hasta 100m de alejamiento de la estación, y de 1: 300 hasta 200m de distancia.

II.- Medición electrónica

La manera más práctica de medir el vector es en forma indirecta, a través de la medición de la fase de una **onda electromagnética**.

Un instrumento muy preciso para realizar este tipo de medición es el DISTO, que es un equipo láser punto luminoso, fabricado por Leica.

Precisión $\pm 3\text{mm}$ hasta 30 m de distancia.

La ventaja es que tiene muy buena precisión, que es una medición rápida y no se necesita de prismas, es decir sin toma de contacto con el objeto.



Los problemas son varios: La distancia no puede ser digitalizada y registrada conjuntamente con la medición angular, el color, y el material y el tipo de superficie del objeto a medir hace que en muchos casos no pueda concretarse la medición, sea lenta o arroje valores erróneos; y la dificultad de hacer coincidir el cero del instrumento con el eje vertical del teodolito. Para mejorar este último inconveniente, se construyen aditamentos especiales de montaje. En lugar de construir un engendro de este tipo, en el mercado existe algo parecido, que sin llegar a ser una estación total, permite medir ángulos y distancias, y mediante una colectora de datos bajar los archivos a una PC.

Nos estamos refiriendo al “Distangular” de PENTAX.

Es un equipo muy económico, (U\$ 3900 casi como un teodolito electrónico) con 500m de alcance, 5mm + 5ppm de precisión en la medición de la distancia y 20” de precisión en la medición angular



Otro modo de medir electrónicamente la magnitud del vector, es mediante el empleo de distanciómetros montados sobre los anteojos de los teodolitos, o sobre los montantes de la alidada, pero son más lerdos, pesados, incómodos, y lo que en nuestro caso siempre perseguimos es la mayor velocidad operativa posible

Lo más conveniente es el empleo de Estaciones Totales

Con el empleo de estaciones totales y la taquimetría electrónica, podemos abarcar un mayor radio de levantamiento, midiendo distancias hasta de 3.000m desde una sola estación, por supuesto que generalmente será difícil que podamos abarcar esas longitudes, debido a la topografía del terreno, a los obstáculos existentes y la reverberación atmosférica.

La mayoría de las estaciones totales modernas, permiten obtener en forma directa las coordenadas X, Y y Z del punto visado en el display del instrumento, o guardados en formato digital en archivos, para ser transferidos luego a una PC.



Ventajas:

Trabajando con colectoras de datos, tarjetas PCMCIA, con archivos de datos en memoria interna del aparato, o con teclados desmontables, se agilizan considerablemente los trabajos de medición, la generación de los **MDT** y sus derivados, y el proceso CAD del dibujo.

- ❖ En el terreno: Se gana muchísimo tiempo, porque el operador que está realizando el levantamiento sólo se limita a apuntar el prisma y a dar entrada a la medición. Además de la seguridad que significa no cometer errores de lectura, de anotación o de transcripción de datos.
- ❖ En la carga de datos: Otra fuente de errores es el paso de los datos de la libreta de campo a una planilla de cálculo (archivo Excel), lo cual se elimina; y por supuesto el gran ahorro de tiempo que significa no tener que realizar esta carga en forma manual.
- ❖ En el proceso de la generación del modelo digital: A medida que el operador va introduciendo sus mediciones en la colectoras de datos, adiciona un código que identifica al punto, luego en el procesamiento, la mayoría de los software específicos permiten realizar el dibujo preliminar en forma automática, a través de una función que se denomina “autocroquis”.

Las **precisiones** que se pueden obtener con este método, surgirán en cada caso de la correcta aplicación de la acotación de errores, dependerá del instrumental que se disponga (aumento del anteojo, sensibilidad de los niveles, sensibilidad del péndulo, precisión en la medición de la distancia, precisión en la medición angular, etc.).-

Dependiendo del equipo, las precisiones en las mediciones de distancias están entre 3mm y 5mm + 2 ppm ó 3ppm, con lo cual podemos hablar de valores que van desde **1:10.000 a 1: 200.000** si se empleara prisma con señal de puntería centrado sobre una base nivelante.

Y trabajando con bastón centrador lo cual es lo más común en el levantamiento de puntos, entre **1: 5000 y 100.000**.-

4.2.2.c: Acotación de errores (elipse planimétrica)

recordemos las derivadas:

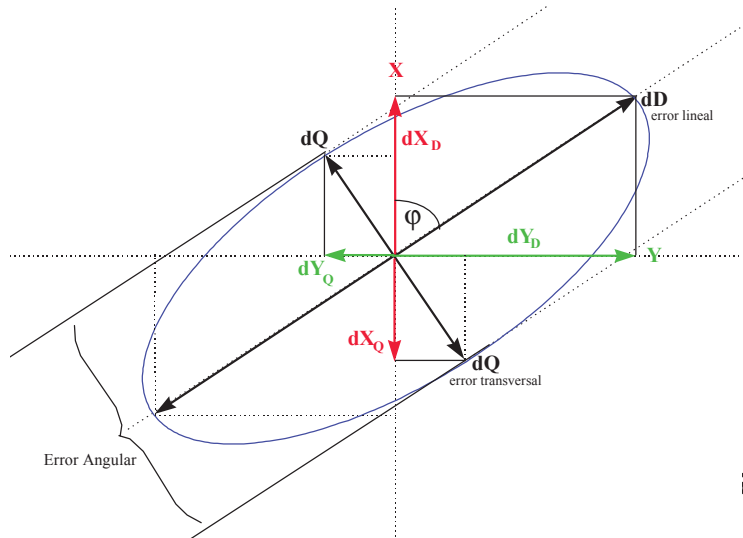
$$\begin{aligned} dX &= \pm (D \cdot \text{sen } \varphi / \rho) \cdot d\varphi \pm \cos \varphi \cdot D \cdot D \\ dY &= \pm (D \cdot \text{cos } \varphi / \rho) \cdot d\varphi \pm \text{sen } \varphi \cdot D \cdot D \quad [1] \end{aligned}$$

Expresiones que nos definen los parámetros de la elipse de error en la determinación de la posición planimétrica del punto, referidas a las direcciones de los ejes del Sistema de Referencia.

Tanto en las expresiones de las derivadas como en el gráfico, observamos que el vector error dX ó dY , son la proyección en la dirección de los ejes de referencia y resulta ser la suma vectorial de dos errores originales:

los errores de medición lineal (dD) y angular (dQ) respectivamente.

De modo tal que podríamos determinar los errores dX y dY , de un punto cualquiera, si conociéramos previamente estos valores.

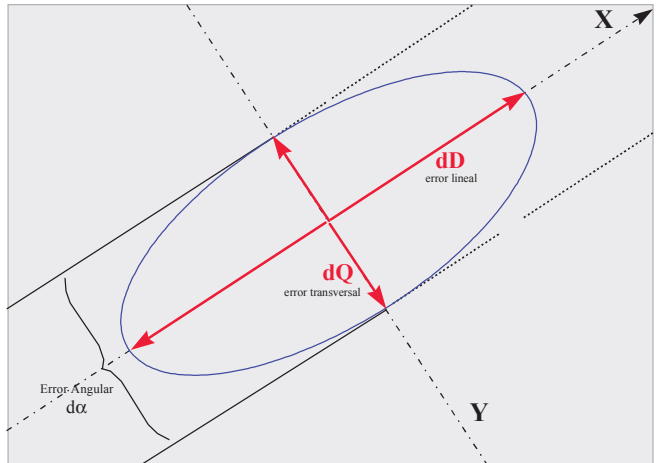


- **dD error lineal** (error de medición de distancia ± errores de centración)
- **dQ error transversal**, el cual a su vez es consecuencia de la acumulación de los errores de medición angular ($d\alpha$), de apunte, de centración, y el error de orientación ($d\phi$).

Si deseáramos conocer los errores en la dirección del vector (error lineal) y en la dirección transversal al mismo, podemos utilizar el mismo algoritmo empleado en [1], realizando una rotación del sistema, haciendo coincidir el eje de las abscisas X con la dirección del vector, de este modo $\phi = 0^\circ$; luego:

$$dX \rightarrow \pm d.D$$

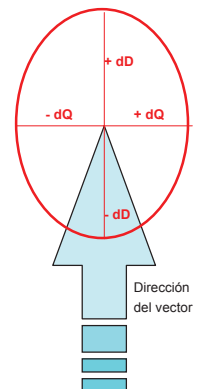
$$dY \rightarrow \pm dQ = \pm D.d\alpha / \rho$$



En la generalidad de los casos, este algoritmo es suficiente para acotar los errores de medición, es decir adoptando el error en la medición de la longitud del vector inclinado igual al error de su proyección:

$\pm d.D = \pm d\lambda$ despreciando la influencia del error angular $d\lambda$ cometido al medir la distancia cenital.

En realidad sucede que cuando se determinan las coordenadas planimétricas en equipos electrónicos, la reducción de la distancia inclinada al plano se realiza de forma automática y por lo tanto el operador no se percató de la intervención de la distancia cenital en el cálculo final de las coordenadas.



Sin embargo en algunos casos especiales, cuando se trate de mediciones de redes, o para la densificación de un Sistema de Apoyo, o en los levantamientos con precisiones microgeodésicas, debemos considerar la influencia de los errores en la determinación de las magnitudes del vector:

Es decir el error en la medición de la longitud del vector ($\pm d\lambda$), error en la medición de la orientación horizontal del vector ($\pm d\phi$) y el error en la determinación de la distancia cenital ($\pm dz$). Para ello volvamos a la expresión inicial que nos definía la posición del punto a través de sus coordenadas polares:

$$\Delta X = \lambda \cdot \text{Sen } z \cdot \cos \phi$$

$$\Delta Y = \lambda \cdot \text{Sen } z \cdot \text{sen } \phi \quad \dots \text{y diferenciando:}$$

$$dX = \pm (\text{sen } z \cdot \cos \phi) \cdot D\lambda \pm (\lambda \cdot \cos z \cdot \cos \phi) \cdot Dz'' / \rho'' \pm (\lambda \cdot \text{Sen } z \cdot \text{sen } \phi) \cdot D\phi'' / \rho''$$

$$dY = \pm (\text{sen } z \cdot \text{sen } \phi) \cdot D\lambda \pm (\lambda \cdot \cos z \cdot \text{sen } \phi) \cdot Dz'' / \rho'' \pm (\lambda \cdot \text{Sen } z \cdot \cos \phi) \cdot D\phi'' / \rho''$$

Expresión esta que nos proyecta los errores espaciales del vector, en las direcciones de los dos ejes X e Y del sistema plano de referencia.

I. – ERROR LINEAL

Al igual que en los casos anteriores, podemos analizar los parámetros de nuestras elipse de error exclusivamente en la dirección del vector, rotando el sistema y haciendo coincidir el eje de las abscisas con la dirección analizada.

$$DX = dD = \pm (\text{sen } z) \cdot D\lambda \pm (\lambda \cdot \cos z) \cdot Dz'' / \rho''$$

Si analizamos el primer término del error longitudinal

$$dD = \pm (\text{sen } z) \cdot D\lambda$$

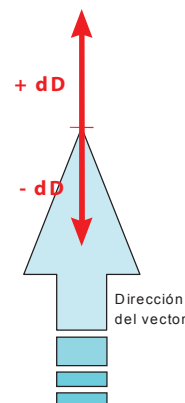
observamos que para el valor máximo de la distancia cenital $z = 90^\circ$, el coeficiente adopta el máximo valor (1), por lo tanto el máximo error posible es el error mismo de la medición del vector.

$$DD = \pm d\lambda$$

En cuanto al segundo término

$$dD = \pm (\lambda \cdot \cos z) \cdot Dz'' / \rho''$$

se trata de la influencia del error en la medición de la distancia cenital (dz'')



Nota: Es importante que analicemos, en que medida influye en la distancia proyectada el error en la medición de la distancia cenital, a los efectos de considerarlo o despreciarlo, conforme sean nuestras tolerancias. Por tal motivo, a continuación se adjunta una tabla con las variables que intervienen.

- En la primera columna distancias que van desde 100m a 3000m.
- En la segunda columna la distancia cenital, variando desde 85° , hasta un valor ya casi improbable de 30° .
- En la tercera columna se estipula un error probable del ángulo vertical (distancia cenital), el cual se lo toma desde un valor mínimo de $10''$ hasta un valor max.probable de $30''$.
- Finalmente la cuarta columna representa el valor de "dD" expresado en centímetros. A fin de remarcar los valores, se encuentra destacado en color amarillo la faja comprendida entre 1cm y 5cm. La que sigue (color naranja) la faja entre 5cm y 10cm, y por último (en color rojo), la faja que contiene a los errores mayores a 10cm.

Si analizamos la tabla podemos ver que en los levantamientos topométricos, en líneas generales, para el levantamiento de puntos de forma del terreno, el error en la medición del ángulo vertical

puede ser despreciado. Pero es muy necesario tenerlos presente cuando se requiera levantar puntos característicos que exijan elevada precisión (mediciones Industriales) y fundamentalmente en las mediciones de vectores del Sistema de Apoyo.

Los valores expresados en la tabla de errores angulares son bastante posibles, recordemos que la mayoría de los teodolitos topográficos miden el ángulo vertical con una precisión de 20". Si tenemos en cuenta el posible error debido a la descorrección del compensador del péndulo, seguramente se estaría en un entorno próximo a los 30" de error, valor máximo que hemos supuesto en la tabla.

Recuerde el alumno que siempre hablamos de errores accidentales, los errores sistemáticos instrumentales, como por ejemplo: al error de índice, en este análisis lo hemos supuesto corregido.-



Cuidado ¡!! : Un error de índice puede superar muchas veces los valores consignados en la tabla.

Capítulo 4 – Levantamientos Terrestres (1ª parte)

100	85	10	0.0	100	85	15	0.1	100	85	20	0.1	100	85	30	0.1
500	85	10	0.2	500	85	15	0.3	500	85	20	0.4	500	85	30	0.6
1000	85	10	0.4	1000	85	15	0.6	1000	85	20	0.8	1000	85	30	1.3
1500	85	10	0.6	1500	85	15	1.0	1500	85	20	1.3	1500	85	30	1.9
2000	85	10	0.8	2000	85	15	1.3	2000	85	20	1.7	2000	85	30	2.5
2500	85	10	1.1	2500	85	15	1.6	2500	85	20	2.1	2500	85	30	3.2
3000	85	10	1.3	3000	85	15	1.9	3000	85	20	2.5	3000	85	30	3.8
100	80	10	0.1	100	80	15	0.1	100	80	20	0.2	100	80	30	0.3
500	80	10	0.4	500	80	15	0.6	500	80	20	0.8	500	80	30	1.3
1000	80	10	0.8	1000	80	15	1.3	1000	80	20	1.7	1000	80	30	2.5
1500	80	10	1.3	1500	80	15	1.9	1500	80	20	2.5	1500	80	30	3.8
2000	80	10	1.7	2000	80	15	2.5	2000	80	20	3.4	2000	80	30	5.1
2500	80	10	2.1	2500	80	15	3.2	2500	80	20	4.2	2500	80	30	6.3
3000	80	10	2.5	3000	80	15	3.8	3000	80	20	5.1	3000	80	30	7.6
100	70	10	0.2	100	70	15	0.2	100	70	20	0.3	100	70	30	0.5
500	70	10	0.8	500	70	15	1.2	500	70	20	1.7	500	70	30	2.5
1000	70	10	1.7	1000	70	15	2.5	1000	70	20	3.3	1000	70	30	5.0
1500	70	10	2.5	1500	70	15	3.7	1500	70	20	5.0	1500	70	30	7.5
2000	70	10	3.3	2000	70	15	5.0	2000	70	20	6.6	2000	70	30	9.9
2500	70	10	4.1	2500	70	15	6.2	2500	70	20	8.3	2500	70	30	12.4
3000	70	10	5.0	3000	70	15	7.5	3000	70	20	9.9	3000	70	30	14.9
100	60	10	0.2	100	60	15	0.4	100	60	20	0.5	100	60	30	0.7
500	60	10	1.2	500	60	15	1.8	500	60	20	2.4	500	60	30	3.6
1000	60	10	2.4	1000	60	15	3.6	1000	60	20	4.8	1000	60	30	7.3
1500	60	10	3.6	1500	60	15	5.5	1500	60	20	7.3	1500	60	30	10.9
2000	60	10	4.8	2000	60	15	7.3	2000	60	20	9.7	2000	60	30	14.5
2500	60	10	6.1	2500	60	15	9.1	2500	60	20	12.1	2500	60	30	18.2
3000	60	10	7.3	3000	60	15	10.9	3000	60	20	14.5	3000	60	30	21.8
100	50	10	0.3	100	50	15	0.5	100	50	20	0.6	100	50	30	0.9
500	50	10	1.6	500	50	15	2.3	500	50	20	3.1	500	50	30	4.7
1000	50	10	3.1	1000	50	15	4.7	1000	50	20	6.2	1000	50	30	9.3
1500	50	10	4.7	1500	50	15	7.0	1500	50	20	9.3	1500	50	30	14.0
2000	50	10	6.2	2000	50	15	9.3	2000	50	20	12.5	2000	50	30	18.7
2500	50	10	7.8	2500	50	15	11.7	2500	50	20	15.6	2500	50	30	23.4
3000	50	10	9.3	3000	50	15	14.0	3000	50	20	18.7	3000	50	30	28.0
100	40	10	0.4	100	40	15	0.6	100	40	20	0.7	100	40	30	1.1
500	40	10	1.9	500	40	15	2.8	500	40	20	3.7	500	40	30	5.6
1000	40	10	3.7	1000	40	15	5.6	1000	40	20	7.4	1000	40	30	11.1
1500	40	10	5.6	1500	40	15	8.4	1500	40	20	11.1	1500	40	30	16.7
2000	40	10	7.4	2000	40	15	11.1	2000	40	20	14.9	2000	40	30	22.3
2500	40	10	9.3	2500	40	15	13.9	2500	40	20	18.6	2500	40	30	27.9
3000	40	10	11.1	3000	40	15	16.7	3000	40	20	22.3	3000	40	30	33.4
100	30	10	0.4	100	30	15	0.6	100	30	20	0.8	100	30	30	1.3
500	30	10	2.1	500	30	15	3.1	500	30	20	4.2	500	30	30	6.3
1000	30	10	4.2	1000	30	15	6.3	1000	30	20	8.4	1000	30	30	12.6
1500	30	10	6.3	1500	30	15	9.4	1500	30	20	12.6	1500	30	30	18.9
2000	30	10	8.4	2000	30	15	12.6	2000	30	20	16.8	2000	30	30	25.2
2500	30	10	10.5	2500	30	15	15.7	2500	30	20	21.0	2500	30	30	31.5
3000	30	10	12.6	3000	30	15	18.9	3000	30	20	25.2	3000	30	30	37.8

Luego: Al error longitudinal lo podemos expresar de la siguiente forma:

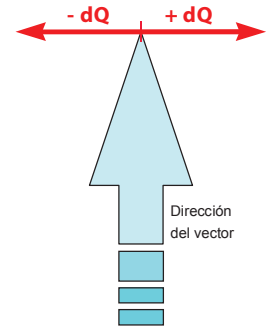
$$dD = \pm d\lambda \pm (\lambda \cdot \cos z \cdot Dz''/\rho''), \text{ según los casos, tendremos en cuenta o no al 2º término.}$$

II. - ERROR TRANSVERSAL

$$dY = \pm dQ = \pm (\lambda \cdot \text{sen } z) \cdot d\alpha'' / \rho''$$

Observamos en esta expresión, que el error en la medición de la distancia cenital (dz) no tiene influencia sobre el error transversal. Observamos también, que para el valor máximo de la distancia cenital $z = 90^\circ$, el coeficiente adopta el máximo valor (1), por lo tanto el máximo error posible es:

$$dQ = \pm \lambda \cdot d\alpha'' / \rho''$$



Ejercicio N° 19:

Deseamos conocer los parámetros de la elipse de error probable en un punto, cuya posición se determinó mediante un levantamiento polar. Partiendo de la premisa que se trabajó midiendo los ángulos en una sola posición del círculo, y todos los errores instrumentales sistemáticos se encontraban corregidos.

¿dX, dY? - ¿dD, dQ?

Máxima longitud de vector $\lambda = 365.2 \text{ m}$

Rumbo: $137^\circ 24' 18''$

Error probable en la determinación de la distancia inclinada $d\lambda = \pm 2 \text{ cm}$ (prisma s/bastón)

áng. de elevación $\beta_{\text{max}} = 30^\circ$

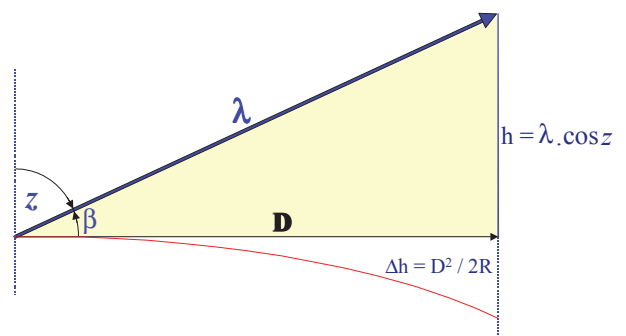
Precisión en la medición angular $\pm 20''$

4.2.2.d: Acotación de errores (intervalo altimétrico)

ERROR EN LA DETERMINACIÓN DE LA POSICION ALTIMÉTRICA:

$$h = \lambda \cdot \cos z$$

Recordemos que este algoritmo está incompleto, ya que en realidad a nosotros no nos interesa determinar la diferencia de altura a un plano horizontal, sino que necesitamos determinar el desnivel respecto a la superficie de nivel que pasa por el instrumento, y que dadas las reducidas dimensiones del vector, en una primera aproximación, podemos referirnos a una superficie esférica.



$$\Delta h = D^2 / 2R \text{ (}^3\text{)} \rightarrow \text{Luego: } h = \lambda \cdot \cos z + (D^2 / 2R)$$

³ Radio medio de la tierra (6.370Km)

- ❖ Recordemos también, que en los levantamientos polares influye la refracción atmosférica, y que en un acercamiento podemos suponer que la refracción es una curva de radio igual a $8R$ o adoptar un valor de $(k = 0.13)$ Luego:

$$h = \lambda \cdot \cos z + (D^2 / 2R) - (k \cdot D^2 / 2R) \text{ (sacando factor común y reemplazando } D \text{ por el vector)}$$

$$h = \lambda \cdot \cos z + (1-k) \cdot (\lambda^2 / 2R)$$

- ❖ La expresión anterior está referido a una superficie de nivel que pasa por el instrumento, es decir para una altura de instrumental y de señal igual a cero; luego si el punto acotado se encuentra por debajo del horizonte instrumental, y si se apunta a una señal elevada, será:

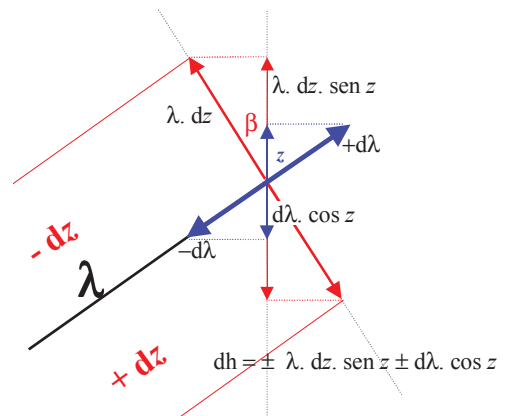
$$h = \lambda \cdot \cos z + (1-k) \cdot (\lambda^2 / 2R) + i - s \text{ (}^4 \text{)}$$

y su derivada será:

$$dh = \pm \lambda \cdot \sin z \cdot dz \pm \cos z \cdot d\lambda \pm (\lambda^2 / 2R) \cdot dk \pm di \pm ds$$

- Finalmente recordemos que en los teodolitos automáticos y en las estaciones totales, a pesar de encantar-se perfectamente calibrados, queda un error accidental remanente, que es la precisión de estabilización del péndulo “Setting accuracy”, (error de seteo), llamemos a este error dz' .

$$dh = \pm \lambda \cdot \sin z \cdot dz \pm \cos z \cdot d\lambda \pm (\lambda^2 / 2R) \cdot dk \pm \lambda \cdot dz' \pm di \pm ds$$



Ejercicio N° 20:

Deseamos conocer el probable error cometido en la determinación de la altura. Partiendo de la premisa que se trabajó midiendo las distancias cenitales en una sola posición del círculo, y todos los errores instrumentales sistemáticos se encontraban corregidos.

¿dh ?

Máxima longitud de vector $\lambda = 365.2$ m

Rumbo: $137^\circ 24' 18''$

Error probable en la determinación de la distancia inclinada $d\lambda = \pm 2$ cm (prisma sobre bastón)

Distancia cenital $z_{max} = 60^\circ$

Precisión en la medición angular $\pm 20''$

$Dk = k = 0.20$

Error accidental de seteo del péndulo = $\pm 5''$

Errores en la medición de las alturas instrumental y señal: $i = s = \pm 2$ mm

⁴ i = altura instrumental. s = altura de la señal

Ejercicio N° 21:

Se determinará la posición de un punto empleando método polar.

Se desea saber, con que exactitud habrá que medir el rumbo, la distancia cenital y la distancia del vector, para estar dentro de un elipsoide de confianza del 95 %, sabiendo que:

- *La Tolerancia fijada es de 6 cm. para la planimetría y de 10 cm para la altimetría.*
- *La distancia máxima a medir es de aprox. 350 m*
- *La pendiente máxima es del 25%*

Para obtener el 95%, emplearemos 2σ ; luego

$$dD = dQ = T_p / 2 = \pm 6\text{cm} / 2 = \pm 3\text{cm} ;$$

$$dh = T_h / 2 = \pm 10\text{cm} / 2 = \pm 5\text{cm}$$

$$\text{tg } \beta = 25\% = 0.25 \rightarrow \beta = 14^\circ \dots \rightarrow \boxed{z = 76^\circ}$$

1. $dD = \pm \text{sen } z \cdot d\lambda$ (analizamos el 1° término)

$$3\text{cm} = \pm \text{sen } 76^\circ \cdot d\lambda \rightarrow 3\text{cm} = \pm 0.97 \cdot d\lambda \rightarrow d\lambda = \pm 3.1\text{cm}$$

2. $dD = \pm \lambda \cdot \cos z \cdot dz'' / \rho''$ (analizamos el 2° término)

$$3\text{cm} = \pm 35000\text{cm} \cdot \cos 76^\circ \cdot dz / 206265 \rightarrow 3\text{cm} = \pm 0.04 dz \rightarrow dz = \pm 75''$$

3. $dQ = \pm \lambda \cdot d\phi'' / \rho''$

$$3\text{cm} = \pm (350\text{m} / 206265) \cdot d\phi'' = \pm (0.17) \cdot d\phi''$$

$$d\phi'' = \pm 3 / (0.17) = \pm 18'' / \sqrt{2} = \pm \underline{12}''$$

4. $dh = \pm \lambda \cdot \text{sen } z \cdot dz \pm \cos z \cdot d\lambda \pm (\lambda^2 / 2R) \cdot dk \pm \lambda \cdot dz' \pm di \pm ds$

$$5\text{cm} = \pm (350\text{m} \cdot \text{sen } 76^\circ / 206265) \cdot dz \pm (\cos 76^\circ \cdot 3.1\text{cm}) \pm (350\text{m}^2 / 12740\text{Km}) \cdot 0.20 \pm \pm 350\text{m} \cdot 5'' / 206265 \pm 0.2\text{ cm} \pm 0.2\text{ cm}$$

$$5\text{cm} = \pm (0.16) \cdot dz \pm (0.75\text{cm}) \pm (0.19\text{cm}) \pm (0.85\text{cm}) \pm 0.2\text{ cm} \pm 0.2\text{ cm}$$

$$[(0.16) \cdot dz]^2 = \pm (0.75\text{cm})^2 \pm (0.19\text{cm})^2 \pm (0.85\text{cm})^2 \pm (0.2\text{ cm})^2 \pm (0.2\text{ cm})^2 \pm (5\text{cm})^2$$

$$(0.0256) \cdot dz^2 = \pm 26.40\text{cm}^2$$

$$dz^2 = \pm 26.40\text{cm}^2 / (0.0256) = 1031.25$$

$$dz = \pm \underline{30}''$$

Llegamos a la conclusión, que para estar dentro de las tolerancias establecidas, debemos medir con las siguientes precisiones:

La longitud del vector : $\pm 3\text{cm}$

Los rumbos horizontales: $\pm 12''$

Las distancias cenitales (ang.verticales): $\pm 30''$

Ejercicio N° 22:

En una obra de arquitectura, se determinará la posición planimétrica de puntos insertos en un encadenado de bases de hormigón, empleando método polar.

Para un determinado punto, se desea saber, con que precisión habrá que medir el rumbo, la distancia cenital y la distancia del vector, para estar dentro de una elipse de confianza del 95%, sabiendo que:

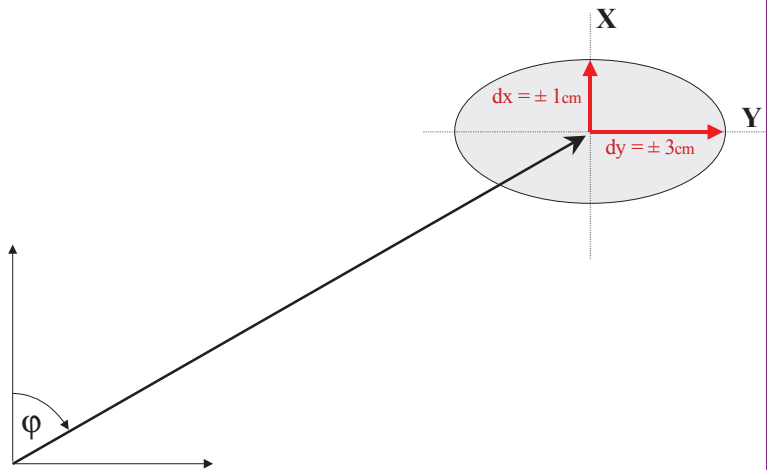
La Tolerancia fijada en X es de 1 cm.

La Tolerancia fijada en Y es de 3 cm.

La distancia a medir es de 22 m

El rumbo del vector: 63°25'16"

El ángulo de elevación: -10°36'12"



Para obtener el 95%, emplearemos 2σ ; luego:

$$dX = T_X / 2 = \pm 1 \text{ cm} / 2 = \pm 0.5 \text{ cm}$$

$$dY = T_Y / 2 = \pm 3 \text{ cm} / 2 = \pm 1.5 \text{ cm}$$

$$\beta = 10^\circ 36' 12'' \dots \rightarrow z = 79^\circ 23' 48''$$

1.- $dX = \pm (\lambda \cdot \text{sen } z) \cdot \text{sen } \varphi \cdot d\varphi \pm \cos \varphi \cdot (\text{sen } z \cdot d\lambda) \pm \cos \varphi \cdot (\lambda \cdot \cos z \cdot dz)$
 $0.5 \text{ cm} = \pm (22 \text{ m} \cdot \text{sen } 79^\circ 23' 48'' \cdot \text{sen } 63^\circ 25' 16'' / 206265) \cdot d\varphi$
 $\pm (\cos 63^\circ 25' 16'' \cdot \text{sen } 79^\circ 23' 48'') \cdot d\lambda$
 $\pm (22 \text{ m} \cdot \cos 63^\circ 25' 16'' \cdot \cos 79^\circ 23' 48'' / 206265) \cdot dz$

$$5 \text{ mm} = \pm 0.09 \cdot d\varphi \pm 0.44 \cdot d\lambda \pm 0.009 \cdot dz$$

$$(1.1) \quad d\varphi = \pm 5 / 0.09 \rightarrow \pm 55'' / \sqrt{2} = 38''$$

$$(1.2) \quad d\lambda = \pm 5 / 0.44 \rightarrow \pm 11 \text{ mm}$$

$$(1.3) \quad dz = \pm 5 / 0.009 \rightarrow \pm 555''$$

2.- $dY = \pm (\lambda \cdot \text{sen } z) \cdot \cos \varphi \cdot d\varphi \pm \text{sen } \varphi \cdot (\text{sen } z \cdot d\lambda) \pm \text{sen } \varphi \cdot (\lambda \cdot \cos z \cdot dz)$
 $1.5 \text{ cm} = \pm (22 \text{ m} \cdot \text{sen } 79^\circ 23' 48'' \cdot \cos 63^\circ 25' 16'' / 206265) \cdot d\varphi$
 $\pm (\text{sen } 63^\circ 25' 16'' \cdot \text{sen } 79^\circ 23' 48'') \cdot d\lambda$
 $\pm (22 \text{ m} \cdot \text{sen } 63^\circ 25' 16'' \cdot \cos 79^\circ 23' 48'' / 206265) \cdot dz$

$$15 \text{ mm} = \pm 0.05 \cdot d\varphi \pm 0.88 \cdot d\lambda \pm 0.02 \cdot dz$$

$$(2.1) \quad d\varphi = \pm 15 / 0.05 \rightarrow \pm 300'' / \sqrt{2} = 200''$$

$$(2.2) \quad d\lambda = \pm 15 / 0.88 \rightarrow \pm 17 \text{ mm}$$

$$(2.3) \quad dz = \pm 15 / 0.02 \rightarrow \pm 750''$$

Para cumplir simultáneamente con los requerimientos en dX y dY, debemos adoptar los valores más ajustados. Debemos elegir el instrumental de medición adecuado, y el método que nos garantice poder medir el ángulo horizontal con una precisión mejor que 38" y la distancia con una precisión mejor que: $\pm 11 \text{ mm} \rightarrow 11 \text{ mm} / 22000 \text{ mm} = 1 : 2000$

Ejercicio N° 23:

Deseamos saber cual será la exactitud planimétrica probable en un punto de densificación, expresado como error relativo, y en las direcciones X e Y, cuya posición se determinó mediante un levantamiento polar. Partiendo de la premisa que se trabajó con una estación total, apuntando a un prisma montado sobre base nivelante, midiendo los ángulos en las dos posiciones del círculo.

Longitud de vector = 1.250 m

Error probable en la determinación de la distancia inclinada = $\pm 3\text{mm} + 1\text{ppm}$.

Distancia cenital = 55°

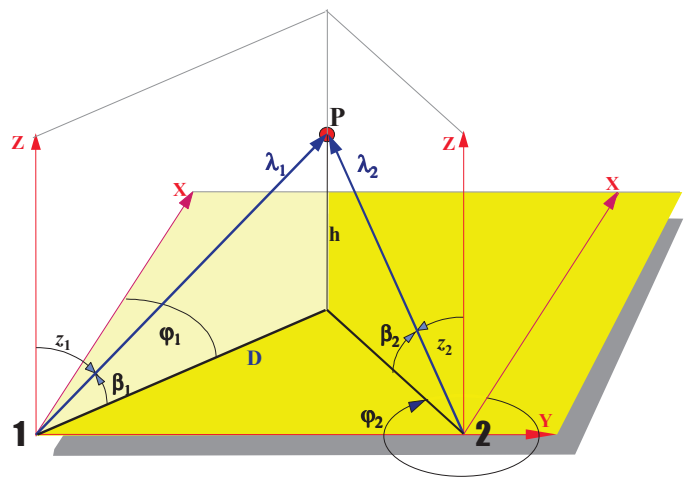
Rumbo del punto visado = $75^\circ 26' 18''$

Precisión en la medición angular = $\pm 10''$

4.2.3: Bisección

Otra forma de realizar el posicionamiento de puntos del terreno, es el de reemplazar el vector medido en forma directa o indirecta, por un vector calculado a partir de una intersección hacia adelante, para ello operamos simultáneamente con dos teodolitos ubicados en los extremos de una base previamente medida. (o en dos puntos cualesquiera de coordenadas conocidas del Sistema de Apoyo)

Una vez ubicado el mirero en el punto a relevar, desde los dos instrumentos se miden los rumbos horizontales a los fines de poder calcular las distancias.



- **Desventajas del método:** Este no es un método práctico para realizar cualquier tipo de relevamiento, ya que es muy difícil poder materializar una base de observación que permita observar todos los puntos del levantamiento al mismo tiempo.

Es muy lento porque no es posible volver de campaña con las coordenadas de los puntos registrados, requiere de un tiempo considerable en gabinete para resolver los cálculos de las intersecciones hacia adelante.

- **Ventajas del método:** no es necesario observar el ángulo vertical, para realizar la reducción de las distancias al plano, ya que al calcular el triángulo se lo hace a partir de los ángulos horizontales.

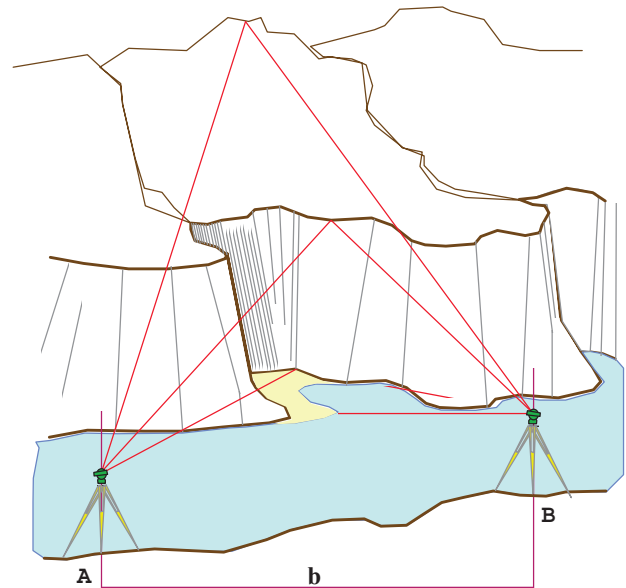
Cuando se necesita determinar la altura, es necesario medir, al menos desde uno de los aparatos, la distancia cenital a los efectos de calcular la diferencia de altura respecto al extremo de la base, del punto observado.

En el campo el trabajo es rápido, pocos datos de anotar y no es necesario que el mirero transporte una mira o un prisma, solo basta un jalón para marcar el punto a relevar, o una señal de puntería montada sobre un jalón centrador.

Es un método económico, ya que el costo de dos teodolitos es mucho menor al de una estación total.

La **mayor virtud del método** radica en que no requiere que accedamos al punto con el extremo de una cinta o con un prisma, es por ello que es un método ideal para levantar puntos de un río, o la ladera de un cerro escarpado (lugar de emplazamiento de los cierres de las presas).

Si la zona es demasiada escarpada, que no permita el desplazamiento de un mirero, o que éste sea muy riesgoso, peligrando la integridad de las personas, el mirero puede ser reemplazado por un punto luminoso, ya que su función es tan solo la de marcar un punto del terreno, para que sea apuntado por los dos teodolitos sin margen de confusión.



Para ello agregamos a la comisión un tercer operador que maneje un colimador láser, cuya misión es la de marcar con un punto luminoso los puntos a medir mientras los dos teodolitos dirigen las visuales a esos puntos.

Es necesario que el punto luminoso sea marcado por un colimador láser que permita regular el diámetro del punto, ya que a la distancia es muy difícil poder ubicar el punto. Evidentemente será mas conveniente trabajar en días nublados y en horarios próximos al anochecer.

Otra alternativa es la de acoplar al ocular de alguno de los dos teodolitos, un “**ocular láser**” de tal modo que, uno de los teodolitos marca el punto hacia el cual dirigirá su visual el otro teodolito. Esta forma de marcar los puntos es excelente cuando el levantamiento es en un espacio reducido (por ejemplo dentro de un galpón, o de una máquina) ya que en distancias largas el diámetro del punto luminoso del ocular láser se pierde

Cuando las precisiones no son tan rigurosas, la imaginación permitirá emplear este método utilizando diversos modo de marcar los puntos a medir, tal como linternas o reflectores en mediciones nocturnas, o espejos en días asoleados. En una zona de montaña en la quebrada de Humahuca (donde las precisiones no eran ajustadas), trabajamos en el horario de la siesta empleando espejos convexos.



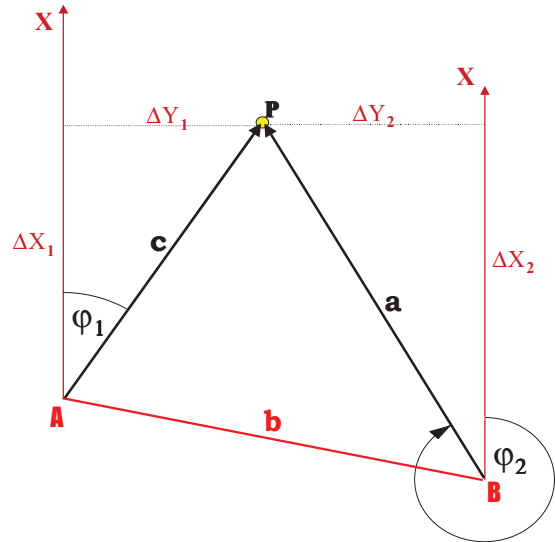
Esta ventaja que nos brinda el método, que nos permite realizar observaciones de puntos sin necesidad de mantener contacto con ellos, lo hace el método ideal para realizar las observaciones en las mediciones para control de deformación de las estructuras (Auscultación) y en las mediciones industriales.

En las mediciones de auscultación los teodolitos, se centran sobre pilares de hormigón, mientras que en las mediciones industriales, se emplean trípodes metálicos especiales.

La posición **planimétrica** del punto quedará fijada por la proyección de la intersección de dos planos verticales, por tal motivo no influye en el resultado el ángulo de elevación como en el método polar.

Las diferencias de coordenadas serán:

$$\begin{aligned} \Delta X_1 &= c \cdot \cos \varphi_1 \\ \Delta Y_1 &= c \cdot \sen \varphi_1 \\ \Delta X_2 &= a \cdot \cos \varphi_2 \\ \Delta Y_2 &= a \cdot \sen \varphi_2 \end{aligned}$$



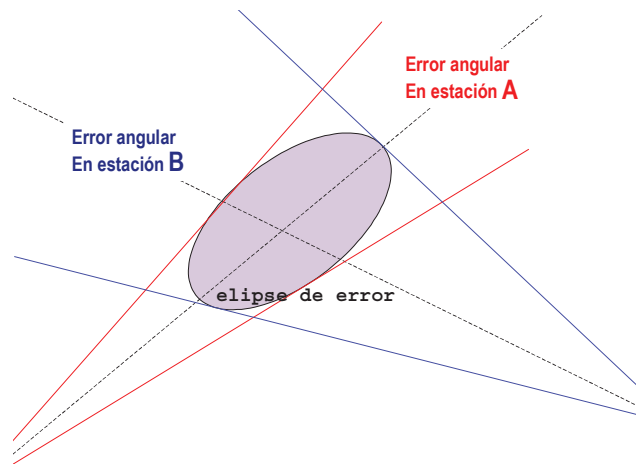
4.2.3.a : Acotación de Errores-

y diferenciando las anteriores expresiones:

$$\begin{aligned} dX_1 &= \pm \cos \varphi_1 \cdot dc \mp c \cdot \sen \varphi_1 / \rho \cdot d\varphi_1 \\ dY_1 &= \pm \sen \varphi_1 \cdot dc \pm c \cdot \cos \varphi_1 / \rho \cdot d\varphi_1 \\ dX_2 &= \pm \cos \varphi_2 \cdot da \pm a \cdot \sen \varphi_2 / \rho \cdot d\varphi_2 \\ dY_2 &= \pm \sen \varphi_2 \cdot da \pm a \cdot \cos \varphi_2 / \rho \cdot d\varphi_2 \end{aligned}$$

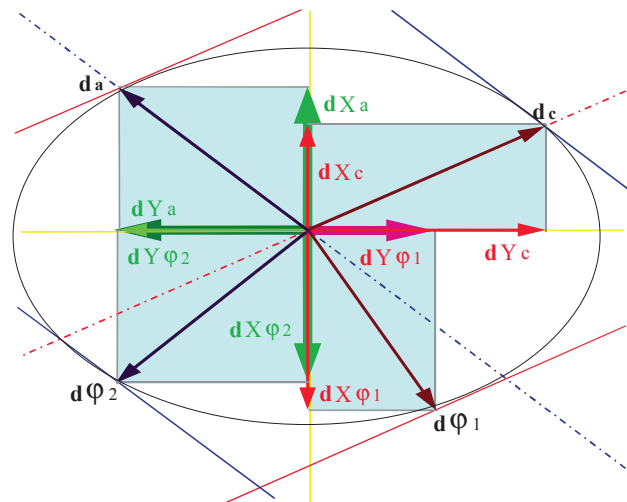
donde: **dc** y **da** son los errores de las longitudes de los vectores proyectados, y:

dφ₁ y **dφ₂** son los errores de orientación del Sistema de Referencia, sumado al error de medición angular en cada estación.



De tal modo que si el levantamiento se trata-se de un sistema local, materializado por una sola base, el error de orientación sería nulo. Según Müller “**Teoría de errores y Cálculo de Compensación**”. Cap.II: Ley de propagación de errores.

$$\begin{aligned} dc &= \pm c/b \cdot db \pm c \cdot \cotg. (\alpha+\gamma) \cdot d\alpha \\ &\quad \pm c \cdot [\sen \alpha / (\sen \gamma \cdot \sen \alpha+\gamma)] \cdot d\gamma \\ da &= \pm a/b \cdot db \pm c / [\sen. (\alpha+\gamma)] \cdot d\alpha \\ &\quad \pm a \cdot \cotg. (\alpha+\gamma) \cdot d\gamma \end{aligned}$$



donde: **db** es el error en la medición de la base y **dα** y **dβ** son los errores de medición angular en cada estación.

Ejercicio N° 24:

Se ha determinado la posición de un punto mediante bisección, a partir de un Sistema de referencia local definido por una sola base.

Coordenadas del Punto A:

$$X = 500.-$$

$$Y = 500.-$$

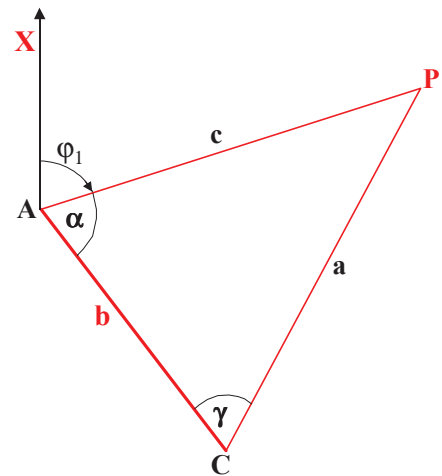
Coordenadas del Punto C:

$$X = 333.573$$

$$Y = 628.758$$

La distancia de A a C, se midió con cinta, estimándose haberla medido con una exactitud: 1: 5000

El ángulo α resultó de $88^\circ 15' 20'' \pm 20''$ y, el ángulo γ igual a $42^\circ 19' 25'' \pm 20''$



Se desea conocer:

1. Las coordenadas del punto P
2. El valor probable del error dc y da .
3. El error probable de la posición del punto P, en la dirección X e Y.
4. El error probable de la posición del punto P, en una dirección paralela a la base y en la dirección transversal.

1.-

$$b = 210.42\text{m}$$

$$a = 276.918\text{m}$$

$$c = 186.54\text{m}$$

$$\text{Rumbo A-P} = 54^\circ 01' 00''$$

$$X_P = 609.601$$

$$Y_P = 650.946$$

2.-

$$db = 21042 / 5000 = \pm 4.2 \text{ cm}$$

$$dc = \pm 3.7 \text{ cm} \pm 1.6 \text{ cm} \pm 3.5 \text{ cm} = \pm 5.3 \text{ cm}$$

$$da = \pm 5.5 \text{ cm} \pm 2.4 \text{ cm} \pm 2.2 \text{ cm} = \pm 6.4 \text{ cm}$$

3.-

$$dX_1 = \pm \cos \varphi_1 \cdot dc = \pm 3.1 \text{ cm}$$

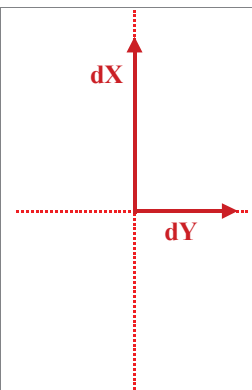
$$dY_1 = \pm \text{sen } \varphi_1 \cdot dc = \pm 4.3 \text{ cm}$$

$$dX_2 = \pm \cos \varphi_2 \cdot da = \pm 6.4 \text{ cm}$$

$$dY_2 = \pm \text{sen } \varphi_2 \cdot da = \pm 0.5 \text{ cm}$$

$$dX = \pm 7.1 \text{ cm}$$

$$dY = \pm 4.3 \text{ cm}$$



Para encontrar los parámetros de la elipse de error en la dirección de la base y en la dirección transversal al mismo, provocamos una rotación al sistema de referencia, haciendo coincidir la dirección 0° 00' con la base de nuestro sistema local.

<p>4.- Giramos el Sistema en 37° 43' 40'' $\varphi_1 = 91^\circ 44' 40''$ y $\varphi_2 = 42^\circ 19' 25''$ $dL_1 = \pm \cos \varphi_1 \cdot dc = \pm 0.16 \text{ cm}$ $dt_1 = \pm \sin \varphi_1 \cdot dc = \pm 5.3 \text{ cm}$ $dL_2 = \pm \cos \varphi_2 \cdot da = \pm 4.7 \text{ cm}$ $dt_2 = \pm \sin \varphi_2 \cdot da = \pm 4.3 \text{ cm}$ dL = ± 4.7 cm (paralela a la base) dt = ± 6.8 cm (transversal a la base)</p>	
--	--

Es necesario aclarar, que estas elipses de error así determinadas son siempre una manera aproximada de realizar la acotación de errores, la forma más apropiada de resolverlo es mediante el uso de un software de elipses de error, o de simulación de redes. Sin embargo los algoritmos aquí empleados son de muy fácil solución, se pueden aplicar a un punto aislado aún cuando no se disponga de una red; resulta una manera práctica de arribar a una buena solución, y es muy gráfica a los fines didácticos para observar el comportamiento de los coeficientes.

Continuamos con los Aforismos:



“... Al hombre excelente se lo reconoce porque es capaz de renunciar a toda prebenda que tenga por precio una partícula de su dignidad...”



“... Los grandes cerebros ascienden por la senda exclusiva del mérito; o por ninguna...”



“...el joven que no cultiva su mente, va derecho a la disgregación de su personalidad. No desbaratar la propia ignorancia, es perecer en vida...”



”... el que aspira a ser águila debe mirar lejos y volar alto.

El que se resigna a arrastrarse como un gusano renuncia al derecho de protestar si lo aplastan...”



“ La rebeldía es la vida: la sumisión es la muerte.”



“ Hay que soñar, pero a condición de creer seriamente en nuestro sueño, de examinar con atención la vida real, de confrontar nuestras observaciones con nuestro sueño, de realizar escrupulosamente nuestra fantasía.”



“ Quien siembra en su propio espíritu, planta un árbol a larga fecha.”



“ Es mejor no saber nada de nada, que saber muchas cosas a medias.”



“ El que sabe que es profundo, se esfuerza por ser claro.

El que quiere parecer profundo, se esfuerza por ser oscuro.”



No treparás nunca en vano por las montañas de la verdad, ya sea que hoy llegues a subir muy alto, o que ejercites tus fuerzas para poder subir más alto mañana.”



“ No vivimos propiamente para el conocimiento, sino para el pasmoso y abundante placer que la búsqueda y el encuentro de éste nos proporciona y nos embriaga ”



“ Solo nuestra obra y nuestros ejemplos, son los que le dan al navío de nuestra vida brújula y dirección.”



“ ¡ Imprimamos el sello de la eternidad a toda nuestra obra, y a toda nuestra vida !!!”

4.3: Sistemas de Medición

La empresa Leica ha desarrollado varios **sistemas de medición para levantamientos industriales**, que obtienen con elevada precisión la posición digital del punto a observar.

Veremos también algunos otros sistemas desarrollados por otras firmas, Todos estos creados específicamente para ser aplicados en la industria metal mecánica, en general se los emplea en el control del ensamble de piezas de automóviles, trenes bala, barcos, aviones y misiles. También se los utiliza en la robótica, en el monitoreo de procesos dinámicos y en los controles de calidad.

4.3.1: Sistemas de bisección

Estos sistemas de medición en 3D, sirven para la adquisición y evaluación de coordenadas de puntos, son móviles y determinan la posición sin toma de contacto.

Los teodolitos que se emplean como sensores son de los modelos T2002 ó T3000 (en adelante) de la firma Leica, el software soporta hasta 8 aparatos trabajando en simultáneo.

Las coordenadas espaciales del punto observado son calculadas en forma instantánea y al compararlas con las coordenadas teóricas se obtiene el valor de la deformación a tiempo real, lo cual permite realizar la evaluación y encarar la corrección de inmediato.



Según los fabricantes se pueden lograr las siguientes precisiones:

mejor que **0.1mm** en distancias hasta **20m**

Para las mediciones sin toma de contacto, un extraordinario auxiliar es el ocular láser o “diodo láser DL2 / DL3 para la marcación de los puntos.

El ocular láser, permite ser montado en cualquier instrumento Leica con conexión a bayoneta. El rayo del láser, luz visible, coincide con el eje óptico o eje de colimación del anteojo.

❖ Peso: 70grs.

El punto rojo que proyecta el láser sobre el objeto se distingue fácilmente hasta una distancia de 150m con luz natural y 400m en la oscuridad.



4.3.2: Sistemas de medición polar

Este sistema de precisión milimétrica, también de la firma Leica, está integrado por un software, una PC notebook y una estación total de alta precisión. El sistema es manejado por un solo operador.

Para la medición de las distancias se emplean dianas reflectantes autoadhesivas, de una amplia gama de tamaños y adaptaciones.-

Se puede utilizar también el ocular láser DL2 para visualizar los puntos levantados.



4.3.3: Sistemas de videogrametría

El Sistema **V-Stars** de la compañía norteamericana Geodetic Services Inc. (GSI) es un sistema móvil de medición de coordenadas en **3D**, muy compacto y altamente preciso.

Para la captación del objeto se sirve de videocámaras, y para la determinación de la posición, se basa en los principios de la fotogrametría terrestre. Este sistema permite captar una gran cantidad de puntos de control en muy poco tiempo, al mismo tiempo que solucionan problemas que hasta este momento eran irrealizables, por ejemplo la medición de objetos en movimientos.



Beneficios que ofrece:

- Alta precisión: Generalmente por debajo de 1:100000 del tamaño del objeto (0.1 mm para un objeto de 10 m)
- Rápidos resultados: En minutos, usando el sistema pos proceso. En segundos usando el sistema On- line.
- Portátil: Todos los componentes son transportables
- Inmune a vibraciones: El V- STARS opera aún en un entorno poco estable, con vibraciones
- Software poderoso: trabaja bajo Windows 95/98 y NT.
- Análisis en CAD: mediante un Software interfaz permite efectuar análisis con software tales como AxyzCAD, CADmess, Metrolog II, etc.
- Costos de operación reducidos

1) Solución V-Stars /M (multiple camera system)



El sistema V-Stars /M está integrado por 2 o más cámaras ligada a una PC notebook.



El sistema trabaja a tiempo real, tridimensional, es ideal para el levantamiento de puntos móviles.

- Con Sonda inalámbrica para tocar el objeto

- Reconocimiento automático de la sonda
- Evaluación On-line del punto tocado por la sonda
- Muestra en segundos la información espacial del objeto en el monitor

Soporta los siguientes software:

CATS 3D by CATS - HOLOS NT by Zeiss - Metrosoft CM3 by Metromec

Metrolog II by Metrologic - CAM2 by FARO - Power Inspect by DELCAM - Axyz by Leica

2) Solución V-Stars /S (Single camera system)

El sistema V-Stars /M está integrado por una sola cámara ligada a una PC notebook.

El sistema trabaja únicamente en pos proceso, bidimensional.

- Es ideal para inspeccionar herramientas y productos de tamaño mayor que 1 metro y hasta 20 metros
- Toma imágenes digitales del objeto en varias direcciones
- Minimiza los tiempos de inspección
- Imágenes disponibles

Mediante proceso automático de software se pueden determinar dimensiones geométricas

4.3.4: Sistemas de rastreos láser

Este sistema de medición en 3D, permite capturar la posición en forma muy precisa (apenas algunas micras) objetos que se encuentran en movimientos, operando con un único sensor. El sistema permite medir hasta 500 posiciones por segundo, se lo emplea para el control periódico de instalaciones y brazos robóticos, es muy cómodo su empleo pues no requiere de trípodes o piezas especiales, e incluso puede ser usado en recintos muy estrechos.

3D Laser Tracking System



Leica LT500

Flexible Application

- Instrument is light and portable
- Set-up independent of object size or space restrictions
- 3D determination of large objects

Confidence

- Internal automatic function control
- Certificate proves accuracy

Tracking

- Max target speed < 6.0 m/s

Range of measurement

- horizontal $\pm 235^\circ$
- vertical $\pm 45^\circ$
- distance 0-35 m

Accuracy

- Angle resolution 0.14"
- Distance resolution 1.26 μm

- Absolute accuracy (2σ) of a coordinate: $\pm 10 \text{ ppm}$ ($\mu\text{m}/\text{m}$)

Absolute Distance meter

- Resolution 1 μm
- Accuracy (2) $\pm 0.05 \text{ mm}$
- Range 2 -35m

Application on the shop floor

- Introducing CAD data
- Building of points
- Automatic inspection of built object-points to conformity with the design Real time results with Leica's Axyz SW platform)

Accessories

- Various retro-reflectors
- Various reflector supports magnetic non magnetic
- Voice recognition
- Remote control
- Climate monitor

4.3.4: Escáner Láser CYRAX

Este es un nuevo y poderoso sistema de medición, que resuelve los problemas de ingeniería y topografía más complejos con una sensible reducción de costos y tiempos de construcción.

Una nube de puntos generada por miles de rayos laser provenientes de un escáner **CYRAX 2500**, permite visualizar una imagen tridimensional y a color, desde cualquier perspectiva del proyecto.

Cada punto de la nube tiene una posición precisa digitalizada en coordenadas 3D, que se puede utilizar directamente para visualizaciones en 3 dimensiones. O mediciones de punto a punto.

El programa de ajuste y proceso **CYCLONE** convierte la imagen de la nube de puntos en modelos digitales 3D, dibujos 2D, superficies, volúmenes, perfiles, curvas de nivel, etc. y exporta a aplicaciones CAD o similares. Asimismo permite la revisión visual de interferencias en 3D.

Para escanear sitios o estructuras completas el equipo CYRAX se puede girar, inclinar y /o desplazar con gran facilidad.

ALGUNAS APLICACIONES

- Inspección y control de estructuras: tanques, buques, destilerías, etc..
- Levantamientos e inspecciones en la construcción.
- Estudio de caminos, minería, piping.
- Curvas de nivel, perfiles, superficies y volúmenes.
- Exportación a CAD de imágenes 3D
- Generación de planos dimensionales
- Comprobación visual de interferencias
- Herramientas de diseño conceptual
- Renderizado ... y mucho más.

En una oportunidad, la empresa constructora para la cual yo trabajaba, ganó una licitación para construir una obra civil e instalaciones de tuberías y ductos, en la destilería que la planta Shell, tiene en Dock Sud (sobre el Riachuelo) en Buenos Aires.

A fin de poder ajustar el proyecto ejecutivo, nos vimos obligados a realizar un levantamiento en 3D, muy preciso de todas las instalaciones existentes, para poder diseñar por cuales reducidos espacios podrían ser colocados los nuevos tendidos.



Como no disponíamos de un **scanner laser CYRA**, hubo que realizar la captura de datos de la manera tradicional, método polar con miniprismas y muchísimas bisecciones. El trabajo de cam-



paña fue realizado en 22 días, para relevar tan solo una superficie de 10.000m² !!!Ni que hablar del trabajo que demandó el proceso de los datos.-



4.4: Métodos de Levantamiento Lineal: Perfilometría

Repitiendo conceptos ya vertidos con anterioridad, en las obras de desarrollo lineal (Líneas de alta tensión, acueductos, caminos, etc.) se emplea otro modo de Relevamiento.



En lugar de generar un modelo digital a partir de un levantamiento superficial, se hace una **planimetría** general abarcando el ancho de la faja de estudio, (es decir la zona de ocupación de la futura obra), representando en la misma la **información** a transmitir.



Mientras que el **relieve** del terreno se representa en **planos verticales**, dibujando perfiles en coincidencia con la dirección longitudinal de la futura traza, y perfiles transversales perpendiculares al mismo.

Suele ser de uso frecuente, en algunos **levantamientos superficiales**, además de representar el relieve mediante curvas de nivel, agregar perfiles como complemento y para una mejor visualización de los cambios de pendientes.

Es común también, realizar dibujos de perfiles a partir de curvas de nivel, éstos pueden ser de gran ayuda en la descripción y explicación de las formas del terreno.

Hemos definido el **perfil**: Como la intersección de un plano vertical, con la superficie del terreno, es decir se trata de una línea quebrada.

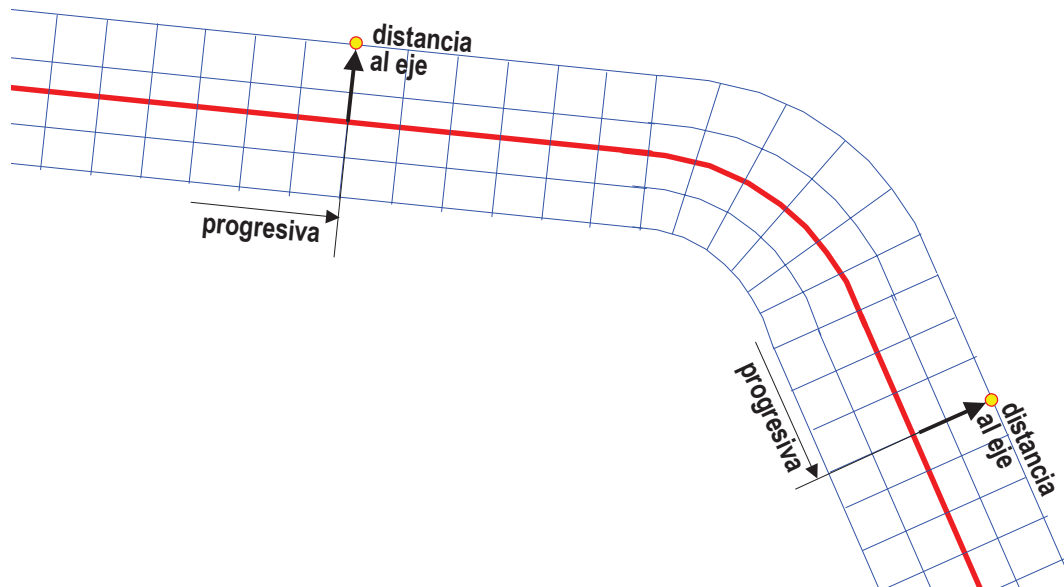
Reiteramos que es muy frecuente confundir los términos y hablar de “perfil” cuando en realidad se trata de una “sección”, lo cual es la superficie visible debido a un corte longitudinal o transversal (ver perfil edafológico).

4.4.1: Método

El método de levantamiento consiste básicamente en un **muestreo sistemático**.

La **forma del terreno** se representa a partir de un levantamiento de perfiles en forma uniforme y a distancias regulares.

El posicionamiento de los puntos característicos del relieve y de la información, se logra mediante el sistema ya visto de **coordenadas rectangulares**, donde el eje de las abscisas (**progresivas**) coincide con el eje geométrico de la traza, y las ordenadas (**distancia al eje**), resultan perpendiculares al mismo.



Los perfiles se levantan:

- uno longitudinalmente siguiendo la dirección de la traza, en coincidencia con el eje de las abscisas (sea éste una línea recta o una línea curva) el cual se denomina **perfil longitudinal** del terreno natural.
- Perpendicular al mismo a intervalos regulares, y además en los cambios de pendientes, se levantan los **perfiles transversales** al (perfil longitudinal).

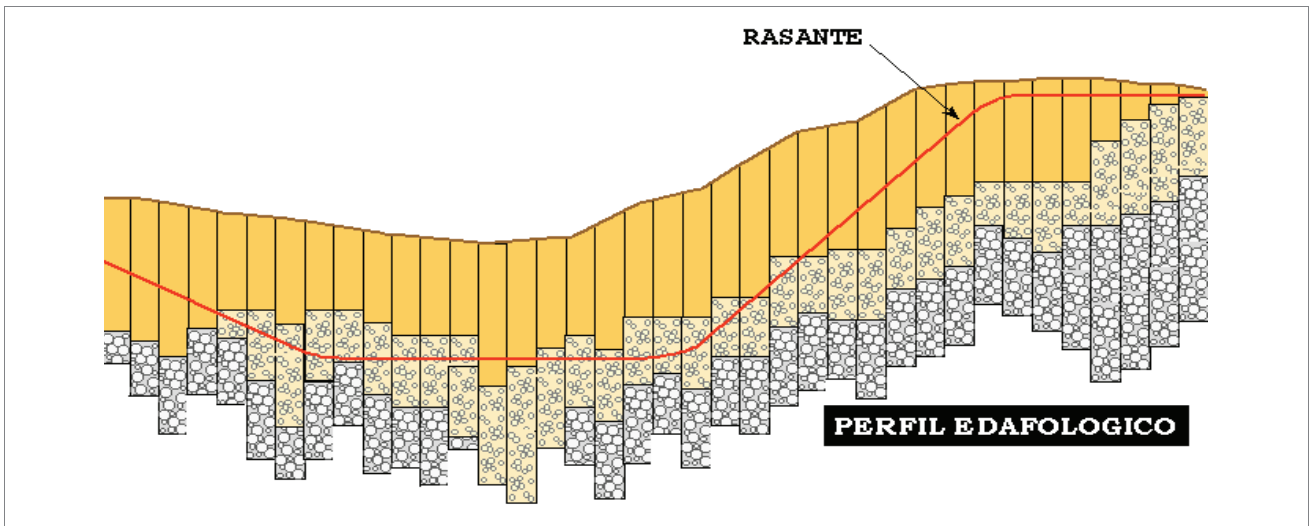
4.4.2: Perfil Longitudinal

Tal como ya expresáramos en varias oportunidades, es condición que el **perfil longitudinal coincida con el eje de la obra**, ya que éste, en el proyecto ejecutivo, tiene como finalidad servir de base para la definición de:

- la **rasante** en los proyectos de caminos
- el cálculo de la **solera** en los acueductos y canales
- el cálculo del intrados y de las **tapadas** en los conductos pluviales, en las tuberías de gas o en los efluentes cloacales
- el estudio y planificación de la ubicación de los postes o torres, en el caso de las líneas de conducción eléctrica.

Un perfil característico en las obras lineales es el denominado “**Perfil edafológico**”.

Simultáneamente se realizan las tareas de levantamiento topográfico, otro grupo de profesionales, geólogos (especialistas en mecánica de suelos), lleva adelante los estudios del suelos, que servirán a los proyectistas para el cálculo y proyecto del paquete estructural y las fundaciones de las obras de arte mayores. Los estudios (sondeos) realizados en el terreno en las progresivas más convenientes, se asientan en el perfil longitudinal, generando una **sección** transversal de la estructura componente del suelo).

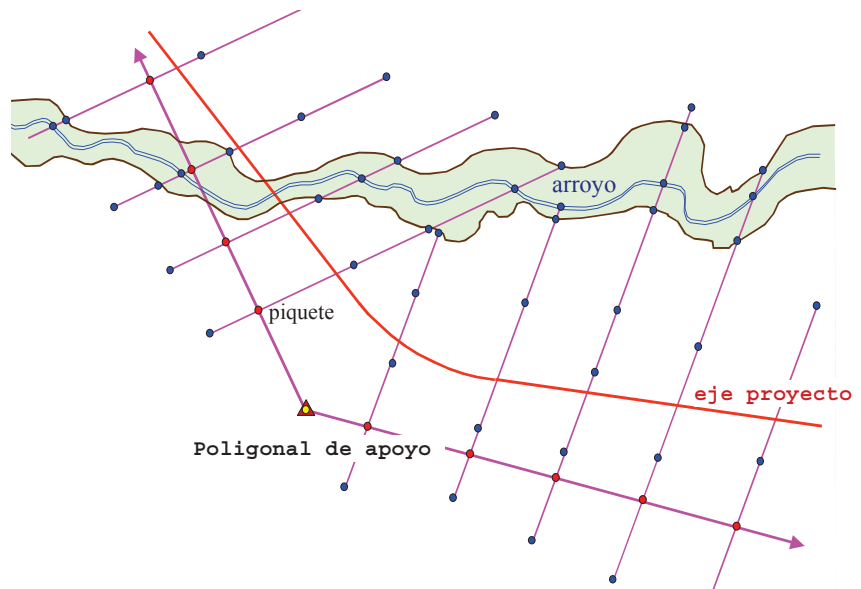


👉 A fin de hacer coincidir el perfil longitudinal con el eje de la traza, es necesario definir previamente el proyecto planimétrico, es decir: habría que replantear en el terreno el eje del trazado y luego levantar el perfil longitudinal por ese lineamiento.

Sin embargo, lo que frecuentemente ocurre es que en el momento del relevamiento aun no esté definido la posición del eje del trazado, y como la definición del proyecto planimétrico se encuentra muy ligado a la altimetría, por tal motivo resulta necesario plantear varias alternativas de solución, variando la posición planimétrica y como consecuencia cambia la posición altimétrica. Por lo tanto, a los efectos de no estar permanentemente replanteando y relevando distintas alternativas de perfiles longitudinales en el terreno, lo más práctico y conveniente es realizar una sola vez el trabajo en campaña levantando en lugar de un perfil, un faja, lo suficientemente amplia para que abarque o contemple todas las posibles alternativas de proyectos.

Por ejemplo: si se nos solicita un relevamiento para un proyecto de camino, y a éste lo resolvemos haciendo perfiles transversales, dado que aún no conocemos cual será la posición del eje del trazado, a estos los trazamos perpendiculares a la poligonal de apoyo.

Luego los proyectistas en base a nuestro relevamiento definirán la posición del eje de la traza y el perfil longitudinal deberá dibujarse interpolando entre los puntos relevados de cada perfil transversal



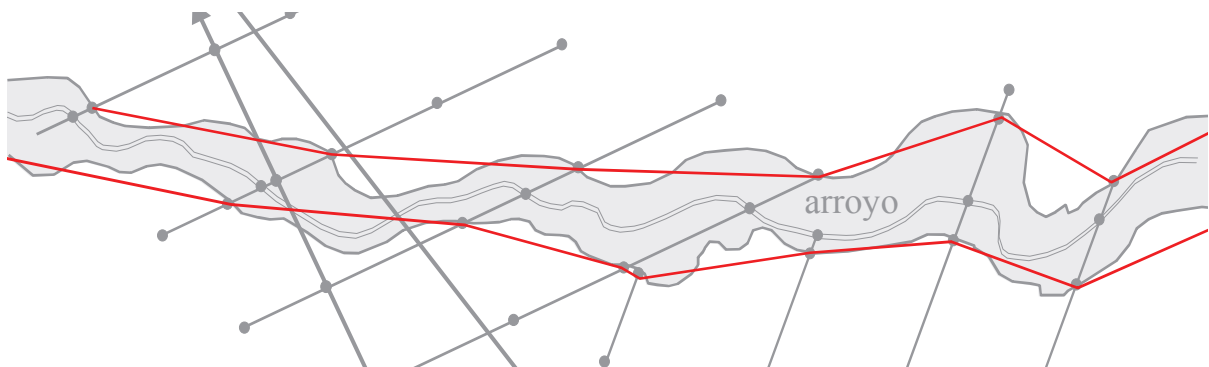
Es muy probable que al dibujar el perfil longitudinal, o al “colgar” el perfil tipo se encuentren fallencias al proyecto, que obliguen a los proyectistas a modificar la posición planimétrica y por ende a dibujar un nuevo perfil longitudinal, y continuar así hasta encontrar la solución óptima.

Tomando en cuenta que este estudio es un proceso iterativo, nos lleva a sacar estas conclusiones:

En el levantamiento es necesario tomar todos los puntos formadores del relieve, y lo más probable es que estos no coincidan con un perfil transversal, de tal manera que habría que densificar la cantidad de perfiles, asegurando que no quede ningún cambio de pendiente sin levantar, con el objeto de poder garantizar la interpolación posterior.

Esta solución, sin lugar a dudas incrementa considerablemente la cantidad de puntos a levantar y por consecuencia el trabajo de campo, recuerden que a igual conclusión llegamos cuando en la clase pasada analizamos el método de “la cuadrícula”; y especialmente en zonas movidas como son nuestras serranías.

Veamos el croquis y observemos como va a quedar modelizado el río, como se puede apreciar hay diferencias considerables con la realidad, debido a la inclinación del arroyo respecto de la dirección de la poligonal de apoyo.



Tenga en cuenta el alumno que en zonas serranas la topografía del terreno esta sembrada de colectoras pluviales cuya dirección difícilmente sea perpendicular a nuestra poligonal de apoyo, sino que el recorrido será inclinado y sinuoso.

Por este motivo, es opinión de esta cátedra que en los levantamientos en zonas movidas, en lugar de la perfilometría, conviene generar un MDE (modelo digital de elevaciones), realizado a partir de un muestreo estratificado, aplicando **levantamiento polar** con estación total. (1)

En aquellos casos en que ya hubiese un estudio previo, se nos podrá solicitar el relevamiento de un perfil longitudinal, medido sobre el eje de la traza del anteproyecto.

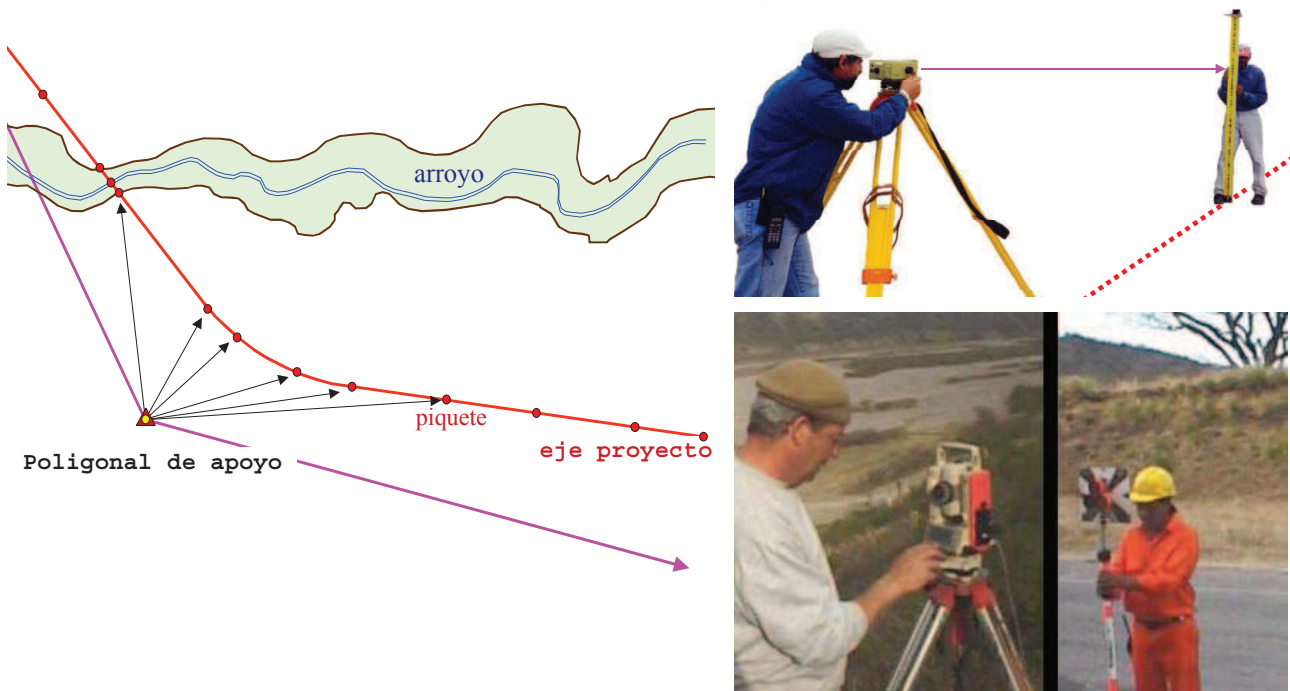
Para ello habrá que seguir esta secuencia:

- **replantear** el eje de la traza desde la poligonal de apoyo.
- **piquetear** (colocar estacas) a distancias regulares, y en todos los cambios de pendiente, sobre las alineaciones rectas y curvas.
- Determinar la posición **altimétrica** (mediante nivelación), de los piquetes.

Para resolver esto, generalmente se trabaja con dos comisiones, mientras la primera replantea la posición planimétrica de los piquetes, la segunda comisión realiza la nivelación diferencial.

Aunque lo más práctico resulta ser, registrar la altura en el mismo momento de haber replanteado el piquete, mediante nivelación trigonométrica, directamente con la estación total.

¹ Opinión, no compartida por la mayoría de la empresas Consultoras que realizan los proyectos, quienes prefieren continuar trabajando con perfiles transversales antes que utilizar modelos digitales, aun a costa de resignar la calidad final del trabajo.



Es necesario aclarar, que el concepto de perfil **longitudinal** **no solo lo emplearemos para obtener un corte del terreno natural**, sino que se lo utiliza para obtener un corte longitudinal de cualquier obra o estructura (por ejemplo: por el eje de una calzada de hormigón, por el eje de una máquina, por una alineación cualquiera de una obra ya construida, o por el riel de un puente grúa, etc.)

Características del Perfil Longitudinal

- Escalas
- Densidad y secuencia de los puntos
- Exactitud pretendida

Lo primero a definir son las **escalas**. Como las variaciones altimétricas son generalmente varias veces inferiores a las distancias planimétricas, es norma emplear dos escalas en el dibujo. Una escala horizontal y otra vertical exagerada respecto a la primera, a fin de conseguir una buena representación visual de la altimetría.

Esta relación de escalas, denominada “**exageración vertical**”, en la práctica es un valor de 1:5 ó de 1:10.

- Si el perfil será utilizado para extraer datos gráficos, lo cual no es frecuente en las Mediciones Especiales, las escalas deberán adecuarse a las exactitudes pretendidas.
- si los datos serán utilizados analíticamente, lo cual es lo correcto, entonces el gráfico es solo indicativo, por lo tanto las escalas se adecuarán de modo tal que el dibujo quede comprendido dentro de alguno de los formatos tipos (IRAM, por ejemplo).

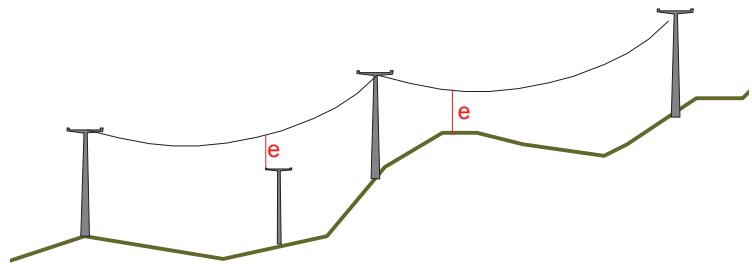
La **densidad** y la secuencia de los puntos:

Si se adoptará un criterio de tomar puntos a una distancia constante, la definición de la magnitud de este segmento, o si se tomará la decisión de levantar todas las inflexiones del terreno, dependerá:

- del **tipo de obra**,
- de las exigencias de la misma (tolerancias constructivas)
- y de la topografía del terreno.

Por ejemplo: supongamos que realicemos un perfil longitudinal para el proyecto de una línea de alta tensión.

Existe una mínima distancia (e), permitida para la separación entre la máxima catenaria del cable y el terreno, u obstáculos que se encuentren sobre la traza, por ejemplo una línea de media tensión que la cruza.



Como en todos los casos, esa distancia límite tiene una tolerancia, en el caso del ejemplo planteado, depende de la tensión transportada. (132Kv - 500Kv)

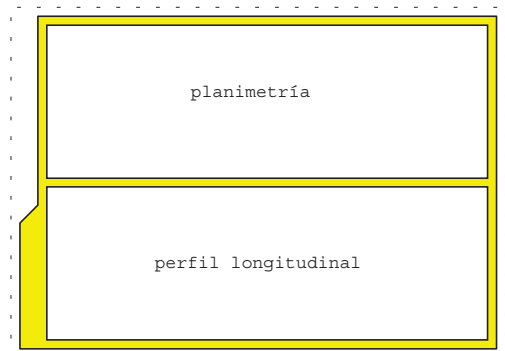
Dicha tolerancia nos definirá las **exactitudes** altimétricas.

Luego, la topografía del terreno y las exactitudes que pretendemos lograr, nos definirán la densidad.

Dibujo del Perfil Longitudinal

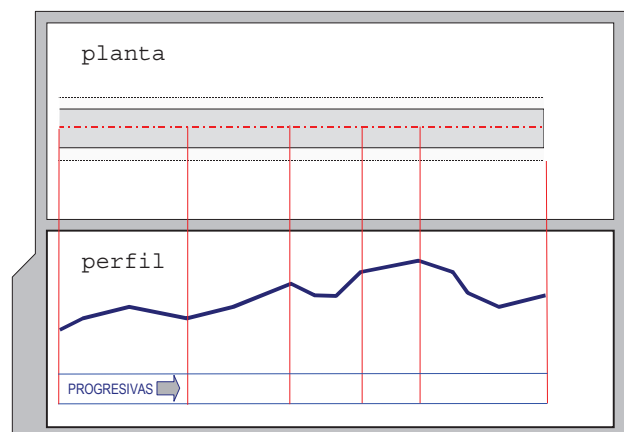
Sea que el perfil esté dibujado manualmente, o un ploteo resultado de un diseño Cad, conviene que el mismo esté normalizado. Por tal motivo:

- el marco general deberá estar contenido dentro de alguno de los formatos IRAM: A3-A2-A1-A0.
- Definido el marco, se dividirá éste en dos sectores:
 - ❖ Uno superior para la representación de la **planimetría**, o la plani-altimetría que es la misma representación plana con el agregado de curvas de nivel.
 - ❖ Otro inferior para el dibujo del **perfil Longitudinal**



La **planimetría** deberá ubicarse según norma, es decir conforme al siguiente criterio:

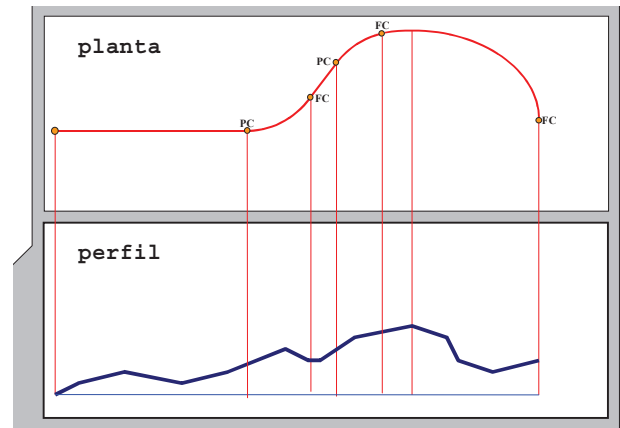
- ❖ **Las progresivas deberán crecer de izquierda a derecha**, esto en muchos casos se contradice con la exigencia que antes nos habíamos impuesto al hablar de Sistemas de Referencia “El Norte orientado siempre hacia arriba”.
- ❖ Por otra parte, es condición que las progresivas de los puntos del eje de la planimetría coincidan con las progresivas del perfil longitudinal, para que esto sea posible **el eje de las abscisas de la planimetría deberá estar orientado paralelamente al borde del marco**.



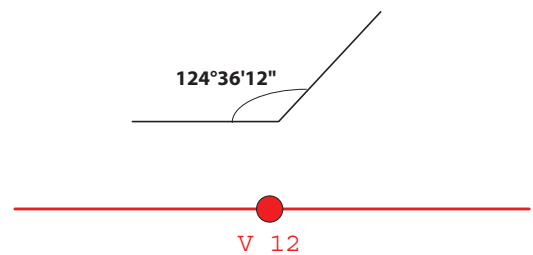
Como resultado de las dos condiciones impuestas la dirección del Norte puede quedarnos en cualquier posición, por lo tanto se hace necesario dibujar en la planimetría la dirección del Norte.

Esta forma de proceder presenta algunos inconvenientes cuando la planta tiene quiebres o curvas, ya que al realizar la proyección ortogonal, la distancia representada no será la real.

Para resolver este inconveniente, se acostumbra adoptar distintos criterios:



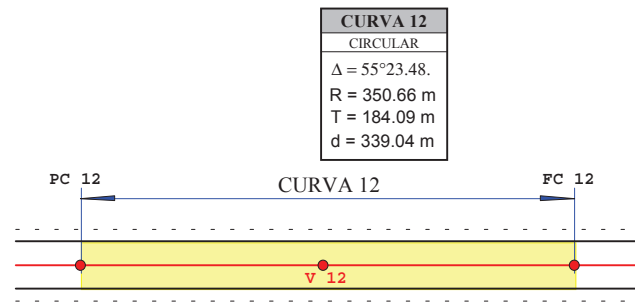
1) En el caso de algunas obras, como son por ejemplo las **líneas de alta tensión**, donde la traza es siempre una línea recta quebrada, (es decir no hay curvas de empalmes), y donde lo más importante es disponer de la información en verdadera magnitud sobre el perfil, a la planimetría se la dibuja como si fuese una línea recta, siempre paralela al borde del marco, y a los quiebres se los indica como un detalle al costado de los mismos.



Se debe colocar el valor angular del quiebre, (al minuto es más que suficiente), a los efectos que los proyectistas puedan elegir las torres especiales adecuadas, proyectar el quiebre y las retenciones.-

2) En los **caminos**, suele aplicarse un criterio parecido:

- ❖ Se confecciona una plani altimetría general con todos los detalles de las curvas, orientado correctamente hacia el Norte, con el propósito que los proyectistas tengan una clara idea del conjunto global.
- ❖ Por otra parte se confecciona de la forma acostumbrada la planimetría que acompaña al perfil longitudinal, se lo gráfica como una línea recta, adjuntando un cuadro con los parámetros de las curvas.
- ❖ De este modo nos aseguramos que el desarrollo en planta sea el mismo que el desarrollo del perfil longitudinal



3) Otra alternativa posible es deformar las medidas lineales de la planta, conservando la proyección horizontal del perfil en verdadera magnitud.

¿Por qué tiene que estar el perfil en verdadera magnitud?

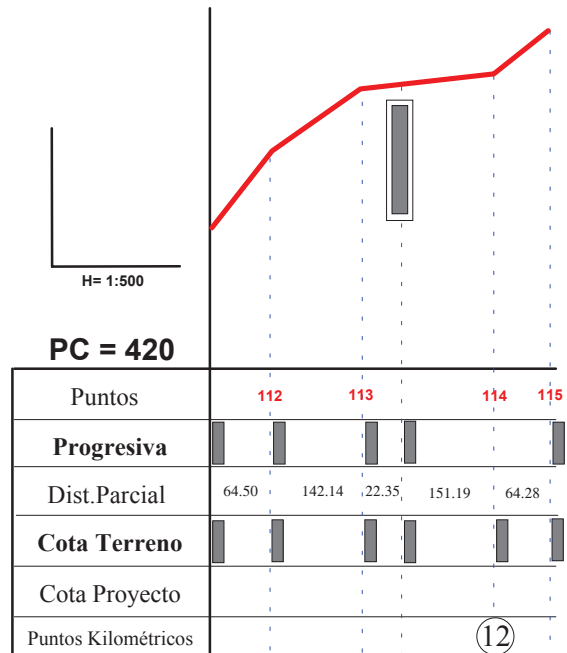
– Para poder definir correctamente las rasantes.

4) Finalmente, cuando el dibujo del perfil, NO sea utilizado directamente para extraer las distancias y las alturas, (es decir no se tomen las medidas de forma gráficas), y no sea utilizado en forma directa para elaborar el proyecto de rasantes (ya que el mismo fue ejecutado empleando un software de diseño a partir de un MDT), es decir que **la gráfica del perfil sea sólo indicativa**, en

estos casos ya no resulta necesario conservar la coincidencia entre la posición planimétrica y su proyección sobre el perfil.

Este es el procedimiento más empleado en la actualidad.
(Si aun no lo es, debería serlo).

- ❖ El perfil longitudinal debe llevar expresado las Escalas que se han utilizado (tanto la escala vertical, como la escala horizontal)
- ❖ La construcción del perfil se realiza con referencia a un determinado plano de comparación altimétrico, a partir del cual se elevan los valores de ordenadas.
- ❖ Sobre la línea de abscisas se consigna el Plano de Comparación (**PC**) usado.
- ❖ Por debajo del eje de abscisas y paralelo al mismo se dibujan una serie de renglones, comúnmente denominado “guitarra”, que contienen la expresión escrita de las coordenadas.
- ❖ Número de punto o piquete. Cuando se elabore el proyecto, en esta fila se agregarán los nombres de los puntos característicos
(**PC - FC - PV - PI - etc.**)



- ❖ **Progresiva** del punto
- ❖ Algunas veces se acostumbra a colocar una tercera fila de Distancias Parciales, la cual es la diferencia de progresivas entre dos puntos consecutivos.
- ❖ Otra fila para expresar las **cotas del Terreno Natural**
- ❖ Otra para indicar las **cotas del Proyecto** (esta fila queda en blanco cuando se realiza el levantamiento y será completada por los proyectistas.
- ❖ Diferencias de alturas entre ambas (Proyecto – TN)
- ❖ Cuando las obras son de longitud extensa, se agrega una fila para indicar las progresivas enteras, por ejemplo los **PK** (puntos kilométricos) con el objeto de podernos ubicar rápidamente en la obra.
- ❖ El formato de un perfil longitudinal, puede incluir en muchos casos, detalles gráficos o notas, como son por ejemplo el cruce de un alambrado divisorio de propiedades, cruces de líneas eléctricas o conductos subterráneos, obras de artes existentes, características geológicas del terreno, etc.

Obtención del Perfil Longitudinal

I.- A partir de un plano de curvas de nivel.

Supongamos que se esté trabajando en la etapa de diseño preliminar o anteproyecto, y se requiera de un perfil longitudinal, con el objeto de determinar las pendientes, se podrían dibujar o digitalizar las curvas de nivel de la faja de estudio, luego sobre éste modelo **analógico** se traza la alineación que nos interesa. Midiendo la distancia a los puntos en que la línea corta a cada una de las curvas de nivel, en la escala gráfica.

Si se dispone de un modelo **digital**, sobre el cual se han volcado las curvas de nivel, a través de las herramientas del Cad, se van obteniendo los valores de la abscisa (progresiva) del perfil. La ordenada, (cota) será directamente el valor de la curva interceptada.

Obtener un perfil a partir de un plano con curvas de nivel, suele ser de gran utilidad no solo para el análisis previo de alimetrías y rasantes, sino también para la planificación de la configuración de un sistema de apoyo, asegurándonos la intervisibilidad entre los puntos; o para planificar un levantamiento polar, detectando los ángulos muertos.

II) A partir de un modelo digital de elevaciones (MDE).

Si se cuenta con un modelo digital de elevaciones del terreno, el cual fue realizado a partir de una digitalización de una carta topográfica, proveniente de una restitución analítica. O la fuente es un levantamiento terrestre; puede en estos casos obtenerse directamente un perfil longitudinal empleando el software específico, y las exactitudes serán acordes a la fuente de la cual proviene. (ver apunte antes mencionado sobre MDT ²)

“... los perfiles obtenidos a partir de MDE, serán perfectamente utilizables a los efectos de proyecto, pero tampoco podrán ser directamente utilizables como puntos e referencia altimétrica para el posterior replanteo de una rasante a excepción de que ésta lo sea en “tierras”, donde no se exigen grandes precisiones...”³

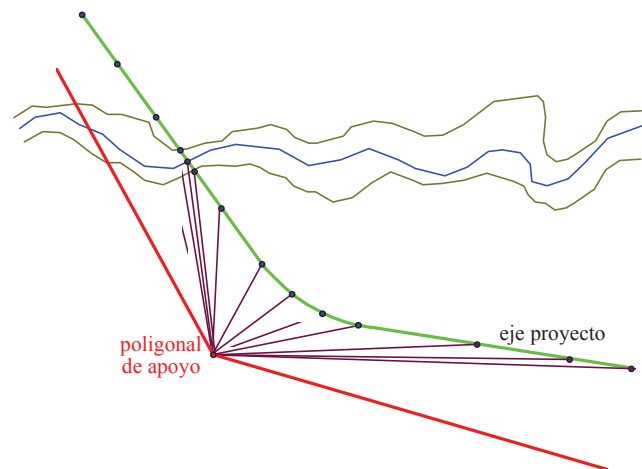
III.- A partir de mediciones directas en la obra o en el campo.

Conforme sean las precisiones que se pretenden lograr y el instrumental que se disponga, será la forma en que se medirá la distancia del vector y las alturas.

III.1) Con taquimetría:

El método es muy sencillo, desde la misma estación del sistema de apoyo que se utiliza para realizar el replanteo de la posición planimétrica, por método polar se levantan las coordenadas y las alturas de los piquetes, y posteriormente se calculan las progresivas y las cotas del perfil.

Si se trabaja con estación total puede obtenerse directamente coordenadas X,Y y Z de cada punto del perfil longitudinal.



La mayoría de los equipos actuales, disponen de un programa que permite obtener en display y registrar en memoria, directamente la distancia progresiva desde un punto tomado como origen y la cota de cada punto, válido para el levantamiento de los perfiles longitudinales con alineaciones rectas, no es práctico en los sectores curvos, ya que la medida del vector mostrado sería en estos casos la cuerda del segmento de circunferencia.

² M. Felisísimo

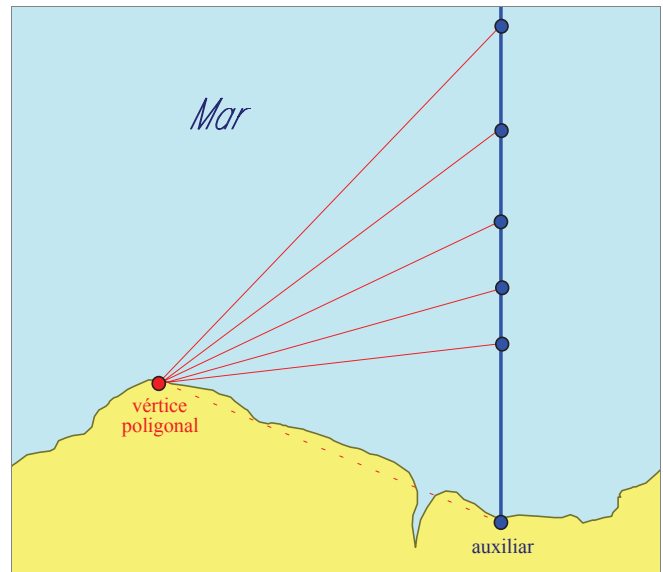
³ TOPOGRAFIA Y REPLANTEO DE OBRAS DE INGENIERÍA – ANTONIO SANTOS MORA - MADRID 1995

III.2) Con bisección:

Este método no es utilizado comúnmente por lo poco práctico, incómodo y lento que resulta el cálculo posterior, con alguna que otra excepción: como el ejemplo la que a continuación se detalla:

Existen algunos casos, donde resulta necesario alinear a los mireros con un teodolito. Tal es el caso de los perfiles batimétricos.

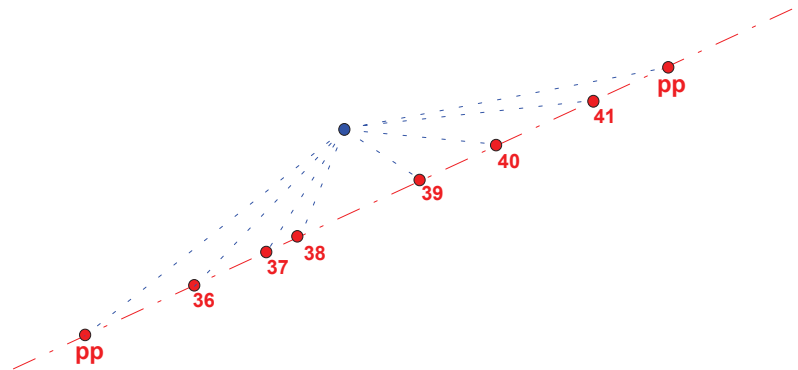
Este eje, es permanentemente materializado por un teodolito y se aprovecha como una de las visuales, mientras que otro teodolito ubicado en un punto del Sistema de Apoyo realiza la bisección



III.3) Con nivelación diferencial

No vamos a detenernos en abundar en detalles sobre la manera de proceder, pues se supone conocida por el alumno, e incluso ya ha realizado numerosas prácticas de este tipo en los cursos de topografía.

Sin dudas éste método asegura las mejores precisiones altimétricas.



Las precisiones altimétricas en los perfiles longitudinales son varias veces inferiores a la de un sistema de apoyo altimétrico, por lo que no será necesario estacionar el alfiler en la distancia media entre dos piquetes, pero sí será conveniente estacionarse aproximadamente en la mitad de la distancia entre el punto de paso (pp) anterior, y el punto de paso (pp) posterior.

Cuando la longitud de un perfil longitudinal sea muy extensa, a fin de cubrir con éxito la tolerancia establecida en todos los puntos, será necesario efectuar una acotación de errores. Ésta nos dirá cual es la distancia límite y hasta donde podemos trabajar, sin el apoyo de una red altimétrica.

Si el trabajo encargado supera dicho límite, habrá que planificar una red de apoyo o itinerarios adicionales de vinculación, a una red altimétrica de orden superior.

Aún cuando la acotación de errores nos informe sobre la no necesidad de plantear un sistema de apoyo altimétrico, deberá preverse la realización de una nivelación en vuelta, pasando solamente por los puntos de paso. (estos puntos de transferencia de altitud “pp”, obviamente serán estacados, y la lectura será a cabeza de estaca).



Nivel marca Leica modelo NAK2
 Precisión: 0.7mm por Km 2niv.
 0.3mm (with parallel-plate micrometer)
 Compensator setting accuracy: 0.3"
 Magnification standard 32x
 La placa plano paralela permite lecturas de 0.1mm y estimar: 0.01mm



Nivel marca PENTAX modelo AL300
 Precisión: 1.5mm por Km 2niv.
 Compensator setting accuracy: 0.3"
 Magnification standard 30x



Nivel marca Leica modelo NA700
 Precisión: 2.5mm por Km 2niv.
 Setting Accuracy < 0.5"

Las **mediciones de las progresivas**, conforme el plan de precisiones y al cronograma de tiempos, podrá resolverse mediante la medición:

- ❖ Con estadimetría (1)
- ❖ con cinta
- ❖ distanciómetro
- ❖ GPS en modo Stop and Go
- ❖ DGPS.-

(1) Cuando se trabaja con Nivel digital, al realizar la observación queda grabado en la memoria, tanto las lecturas como la distancia progresiva.-



Nivel digital marca Leica modelo NA3003
 Precisión: 0.1mm por Km 2niv.
 Setting Accuracy < 0.2"

IV) A partir de fotogrametría aérea:

Cuando el perfil a determinar es de una longitud muy extensa, pongamos como ejemplo una línea de alta tensión de una o más centenas de kilómetros, no se debe dejar de analizar la posibilidad de obtener el perfil a partir de una restitución aerofotogramétrica

Cuando las longitudes son largas, las condiciones topográficas del terreno muy agreste, o los accesos difíciles, los costos se equiparan y en muchos casos la fotogrametría resulta una alternativa muy favorable, en especial las obras lineales que se desarrollan en nuestro litoral, donde el suelo está tapizado de bañados, o en la patagonia donde no existe una red vial adecuada, como para encarar un levantamiento terrestre, y con mucho más razón en la cordillera de los Andes.

Generalmente pueden aprovecharse los vuelos ya existentes con lo cual se reducen los costos, sin embargo el costo del vuelo no resulta muy elevado, ya que sólo necesitamos volar con superposición (longitudinal), la estrecha faja de nuestra zona de estudio y gracias a los modernos equipamientos con GPS en la cabina del piloto, se reducen los costos por sobrevuelos, ya que el vuelo se realiza automáticamente siguiendo la ruta prevista.

En cuanto a la colocación de PAF, utilizando técnicas GPS, podemos colocar éstos de forma estratégica tal que se pueda optimizar los caminos transitables existentes.

En cuanto a los resultados altimétricos, estamos hablando de una dispersión de escasos centímetros, dependiendo de la escala del vuelo, siempre y cuando los PAF y los puntos de control de nivelación hayan sido acotados con la precisión adecuada

“...No obstante sus indudables ventajas, los perfiles obtenidos por este método, no poseen una altimetría tan precisa como la necesaria para el replanteo de una rasante, aunque desde luego, a efectos de calcular la cubicación del movimiento de tierras, su precisión es suficiente, así como para la evaluación de otros datos de proyecto...”⁴

Las precisiones aumentan cuando el perfil no surge a posteriori de una restitución aerofotogramétrica tradicional, es decir de una digitalización siguiendo curvas de nivel, sino que el operador fotogrametrista toma directamente el perfil, levantando valores puntuales (cambios de pendientes) del terreno virtual.-

4.4.3: Perfiles Transversales

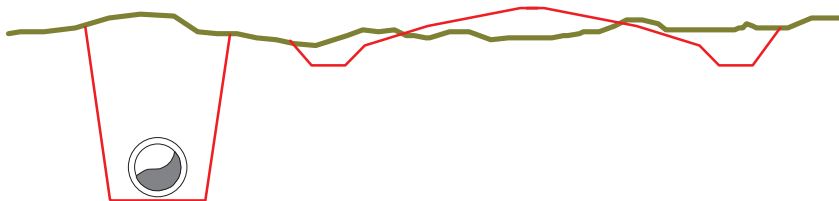
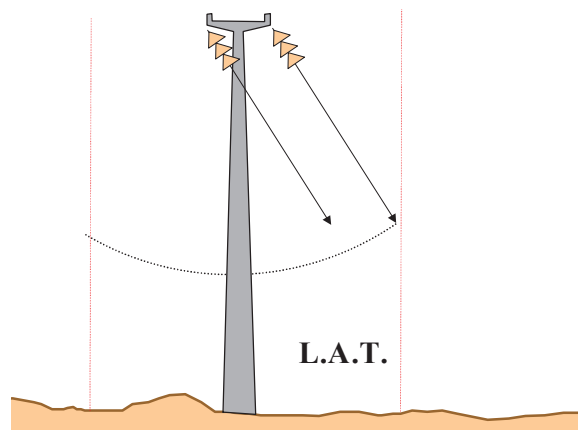
Según hemos visto, por medio de un perfil longitudinal determinamos la forma del terreno a lo largo del eje de una planta de un proyecto o de una obra ya ejecutada, pero éste por sí sólo no basta para determinar el relieve y transmitir la información de todo el ancho de la faja de estudio o la zona de ocupación.

Los perfiles transversales se obtienen en la dirección normal al eje del proyecto, las longitudes de los mismos son variables dependiendo de las características de la obra y/o del terreno, así por ejemplo:

Un levantamiento de una **LAT** (línea de alta tensión) requiere perfiles transversales de obstáculos, hasta el ancho de la faja de seguridad que algunos casos pueden ser de 35 ó 40m a cada lado.

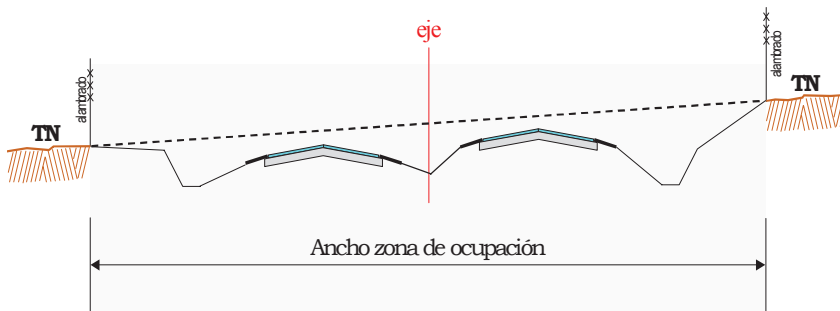
En realidad, siempre se levanta una faja de mayor ancho, para el posicionamiento de las torres y además utilizarlo para:

- ❑ El armado del Registro Grafico Parcelario
- ❑ La confección de los planos de mensura de afectación de electroducto.

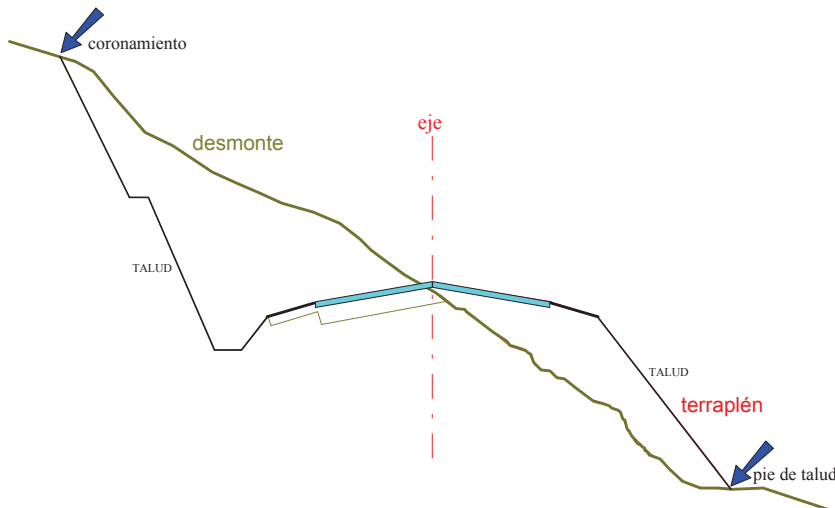


Una **tubería de gas** sólo necesita perfiles que cubran la obra y un camino de servicios, es decir un ancho de apenas 20m. El perfil estará más volcado hacia uno de los costados de la obra.

^{4 4} TOPOGRAFIA Y REPLANTEO DE OBRAS DE INGENIERÍA – ANTONIO SANTOS MORA - MADRID 1995



En los levantamientos para caminos, el ancho de la faja de estudio es variable. Así pues, mientras que el estudio de un camino de llanura puede requerir el levantamiento de una faja, que va desde los 80m en los proyectos de Rutas nacionales a 150/200m, en las autopistas.



Pero, en un proyecto para camino de montaña, el ancho del perfil deberá analizarse en cada piquete, ya que estos casos hay que prever el encuentro del coronamiento (desmontes), o del pie de talud con el terreno natural (terrapienes)

👉 Todos los conceptos vertidos acerca las escalas, densificación, exactitudes, métodos de medición, etc. en el perfil longitudinal son aplicables a los perfiles transversales, con algunas particularidades que a continuación se puntualizan:

Tradicionalmente, sobre el dibujo de las secciones transversales se calculaban las superficies mediante el empleo de un planímetro y se realizaban los proyectos de forma manual, por tal motivo la **escala** de dibujo debía ser lo suficientemente generosa y el dibujo muy preciso, hoy con el empleo de software todos los cálculos se realizan de forma analítica y los gráficos son solo indicativos, por tal motivo pueden emplearse software de diseño que “acomodan” en una sola lámina varios perfiles transversales (con la guitarra de c/u), y a una escala visualmente agradable.

En cuanto a la **densidad** de puntos a levantar y la **exactitud** altimétrica, dependerá como ya hemos visto del tipo de obra a proyectar y de la topografía del terreno.

En cuanto al **método** para la obtención de los perfiles transversales, difícilmente pueda emplearse algún otro método que no sea el levantamiento directo en el terreno, ya sea que se trate del movimiento de suelos o del cálculo del proyecto, en la mayoría de los casos se precisa una información más fidedigna que en el perfil longitudinal.

Por ejemplo, en el caso de los cómputos de movimientos de suelo, en casi todas las obras se persigue una compensación lateral de volúmenes y es especialmente importante en las obras donde el suelo a mover es roca con voladuras, cuyo costo es muchas veces superior al movimiento solo con máquinas.

En cuanto al replanteo de los proyectos, toda obra comienza con la marcación de los puntos característicos del movimiento de suelos, tal como está expresado en el croquis, con la demarcación de los puntos donde se realizará **el pre corte del desmorte, o el pie del talud del terrapién**.

Estos puntos tienen que ser replanteados en el lugar preciso, y estos datos se obtienen luego de superponer o “colgar” el perfil tipo de la rasante en cada progresiva, lo cual obliga a que el modelo

resultante de los perfiles relevados hayan sido ejecutados con una estrecha aproximación a la realidad.

Volviendo a los métodos de levantamiento, recordando lo que ya vimos en modos de obtener el perfil longitudinal, podemos utilizar dos formas:

a) Taquimetría:

ventajas: Es muy rápido en el campo, especialmente en zonas de topografía movida como por ejemplo en zona de montaña, precisiones aceptables en prácticamente todos los casos.

La velocidad y la comodidad para ejecutar el trabajo, permiten planificar una mayor densidad de levantamiento.

En este caso, al ser los perfiles transversales líneas rectas, se puede emplear el programa que toda estación moderna posee, que permite grabar progresivas y cotas.

desventajas: Exige un mayor trabajo de gabinete. En el caso de terrenos cubiertos de maleza y montes requiere del empleo de torres especiales o de mayor costo en apertura de picadas.

b) Nivel y cinta:

ventajas: mayor exactitud en la altimetría (ésta ventaja es generalmente innecesaria en la mayoría de los levantamientos), en el caso de terrenos cubiertos de maleza y montes requiere de menor costo en apertura de picadas.

Requiere de un tiempo de cálculo de gabinete inferior a la taquimetría.

desventajas: El método requiere del replanteo y piqueteo de un eje, además del levantado de la perpendicular al mismo en cada punto, la medición con cinta reduciendo al horizonte en cada punto y la colocación de muchos puntos de paso de nivel cuando el terreno es movido, lo cual lo hace un método más lento que el anterior.

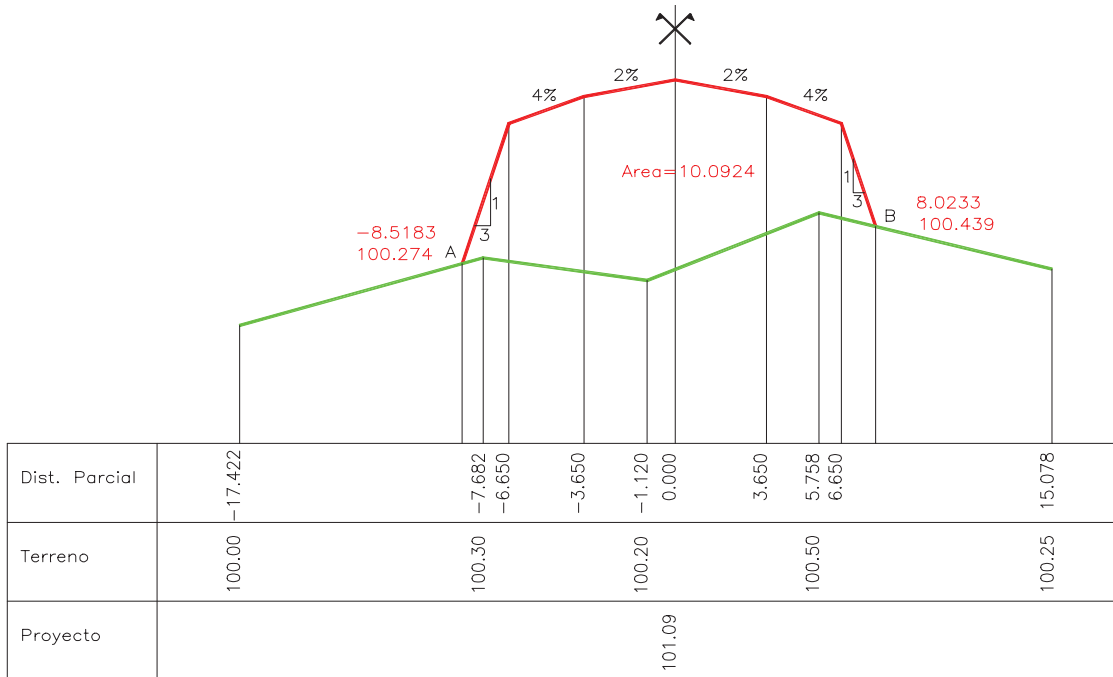
c) híbridos:

Podríamos agregar una tercera manera de operar en casos muy especiales, tales como los levantamientos de perfiles transversales en zona de corte y caminos a media ladera en las montañas. En estos casos es conveniente emplear un método híbrido, combinando la taquimetría cuando a los mireros se los pueda “colgar” de la montaña sin riesgos, con la bisección sin tomar contacto con los puntos, en los sectores de peligro.

Recordemos la convención adoptada, que en los perfiles transversales, el cero de las abscisas se ubica en el eje y por lo tanto serán negativas las distancias al eje a la izquierda del mismo y positivas a la derecha, considerando a un observador parado en el eje mirando hacia el sentido de avance de las progresivas.

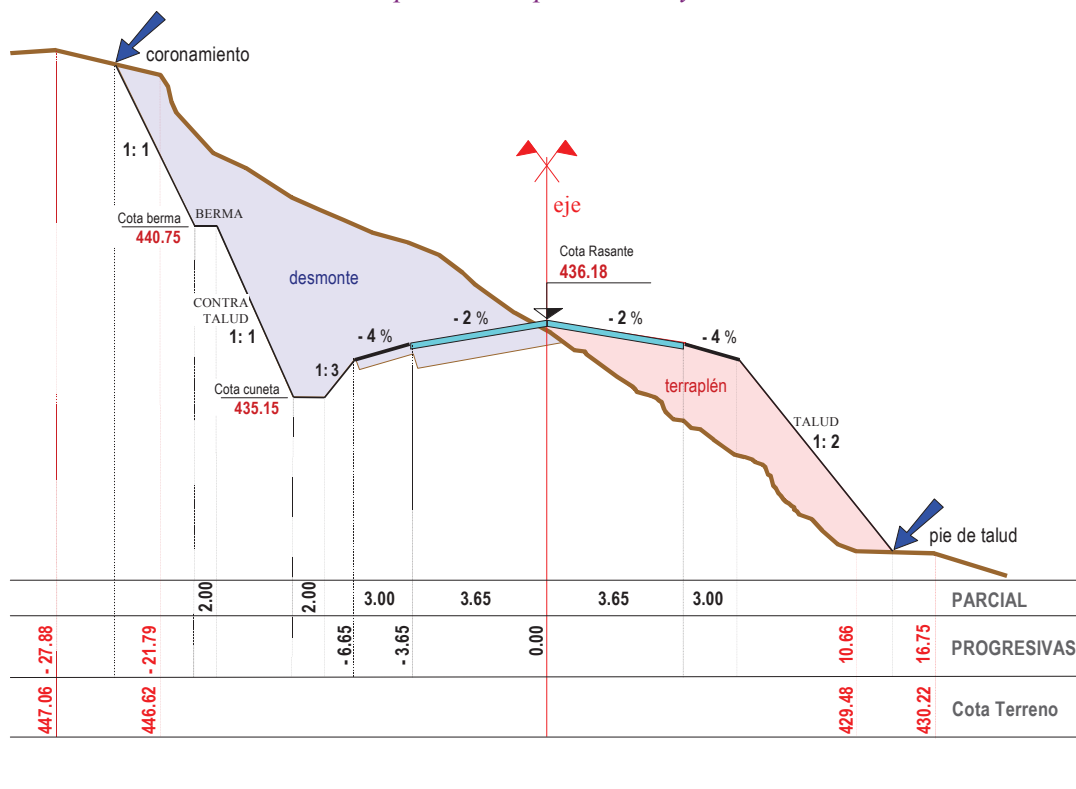
Ejercicio N° 25:

Se ha levantado un perfil transversal del terreno natural, sobre el mismo se ha colocado el perfil tipo del proyecto, se pide calcular el área de terraplén, y calcular para su replanteo las coordenadas (cotas y distancia al eje) de los puntos correspondientes al pie de talud.



Ejercicio N° 26:

Se ha levantado un perfil transversal del terreno natural, sobre el mismo se ha superpuesto el perfil tipo del proyecto. Calcular las coordenadas de replanteo del pie de talud y del coronamiento.



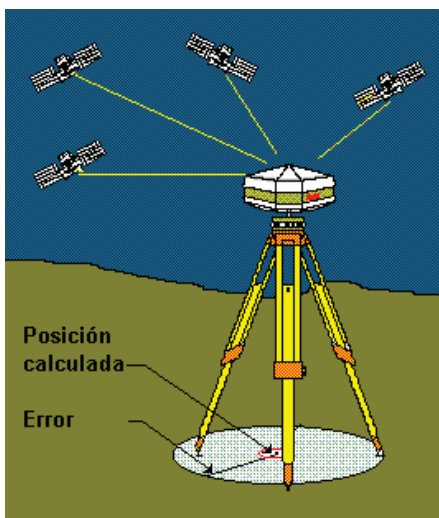
4.5: Métodos de Levantamiento con GPS

4.5.1: Determinación de la posición horizontal

Quedarán fuera de este análisis, las mediciones para establecer el Sistema de Apoyo, o las redes de control, pues es un tema que ya fue tratado con anterioridad. En este capítulo nos remitiremos exclusivamente a los métodos para el levantamiento de puntos con el propósito de determinar posiciones de puntos del terreno, conducentes a la definición de la **forma del relieve**, y la captura de la **información**.

❖ **Posicionamiento absoluto:**

Teniendo en cuenta el alto valor de la dispersión, que con este modo de proceder se obtiene en la determinación de la posición de los puntos, resulta poco frecuente su empleo en los levantamientos topográficos.



El posicionamiento absoluto, empleando navegadores GPS para determinar la posición planimétrica, queda limitado a levantamientos muy expeditivos, donde una posible indeterminación de ± 15 o $20m$, no afecte los resultados buscados.

Por ejemplo: recientemente hemos ejecutado un levantamiento a lo largo de un gasoducto de $380Km$ de longitud en la Cordillera de los Andes, con el propósito de relevar áreas de fuertes erosiones hídricas que ponían en riesgo la tubería.



Previo al envío de las comisiones topográficas, un equipo consultor integrado por geólogos, hidrólogos y especialistas en impacto ambiental, recorrían la traza registrando la posición de los puntos a relevar con navegadores GPS, en este caso el grado de error no afecta el trabajo, ya que el único propósito es permitirles a los agrimensores, localizar rápidamente y con total seguridad el área marcada.

Dejando de lado el posicionamiento absoluto por considerar el valor de la dispersión fuera de tolerancia, en los levantamientos terrestres solo tendremos en cuenta el posicionamiento **relativo** o **diferencial**.

❖ **Posicionamiento diferencial:**

La medición en modo diferencial con pos procesamiento de datos, o en tiempo real, cancela la influencia de los errores debido a los relojes, efemérides y disponibilidad selectiva SA (si ésta

estuviese habilitada), y disminuye considerablemente la influencia de los errores ionosféricos hasta una determinada distancia.

- Hasta 10/12 Km con receptores L1, y hasta 100/120 Km¹ con receptores L1/L2

4.5.2 Modos de Medición

Recordemos que hay dos modos de realizar la medición de la distancia a los satélites:

I.- medición de la pseudodistancia

II.- medición de la fase de la portadora

4.5.2.I: Medición de la Pseudodistancia (CÓDIGO C/A)

La obtención de puntos con coordenadas a partir de una medición con código, partiendo siempre del supuesto que se trabaje con código C/A y no con el código P, (por encontrarse éste encriptado, es decir no disponible para el usuario), nos brinda algunas ventajas y desventajas que nos limitan el rango de los trabajos.

- ❖ Ventajas: Es una forma muy rápida de obtener posiciones de puntos a relevar, con solo estacionarnos algunos segundos obtenemos coordenadas planimétricas del mismo. Colocando la base en un punto de coordenadas conocidas, podemos radiar hasta una distancia de 300 a 500 Km con precisiones entre 2m y 5m y empleando equipos de muy bajo costo.
- ❖ Desventajas: Estamos muy condicionados por la precisión. En cuanto al valor altimétrico (altura sobre el elipsoide) su dispersión es sumamente aleatoria variando entre 5m y 30m, dependiendo de la cantidad de puntos que contenga la nube observada.

Estas limitaciones acotan el margen de empleo mediante la utilización del código, es decir que no lo podremos utilizar en la gran mayoría de los levantamientos cuyo fin es la elaboración de un proyecto para una obra de ingeniería.

Sin embargo resulta de extraordinaria aplicación para los levantamientos cartográficos:

Actualización de cartas de líneas, apoyo para cartas de imagen, confección de cartas temáticas para estudios y anteproyectos de gran envergadura, apoyo a tareas catastrales, elaboración del Registro Gráfico rural, cartas turísticas, náuticas, geológicas, de suelo, de medio ambiente, inventario vial en carreteras, etc.

Si tomamos en cuenta la antigua regla de oro de la Cartografía, que nos dice que los puntos que definen objetos a ser representados, deberán encontrarse dentro de una elipse de 0.2mm, entonces podemos extender esta aplicación hasta escalas de 1:25.000

Si empleáramos un método **dinámico**, colocando un receptor base en punto de coordenadas conocidas y el receptor rover sobre un vehículo, podremos levantar hasta 300Km. de recorrido, con todos los atributos, en una sola jornada de trabajo.

¹ Nota del Corrector: prácticamente no hay límite, sólo dependerá de la duración de las observaciones

Medición mediante DGPS

Escrito especialmente para la Cátedra por el profesor Miguel Angel Diaz Saravia (foto)

El **sistema DGPS** (Diferencial GPS) genera correcciones para la SA, y otros errores (reloj, efemérides, etc). Esto se logra mediante el uso de **Estaciones Bases** que miden los errores del sistema y generan correcciones.

Las Estaciones Bases deben ser colocadas en puntos de coordenadas conocidas.

A los procesadores interno de los receptores, podemos informarle de la posición planialtimétrica de la antena del receptor base de manera precisa, y estos pueden calcular la ubicación en el espacio de los satélites GPS - en cualquier momento - mediante las efemérides que se radiodifunden en el mensaje de navegación, con estos dos datos:

- la posición precisa de la antena del receptor y
- las efemérides de los satélites

las estaciones bases pueden calcular una distancia verdadera al satélite, y con la distancia realmente medida, conocer el error de distancia. Si simultáneamente se registra el tiempo, es posible efectuar las correcciones, mediante pos proceso de receptores cercanos a la base.

Para disponer de estas correcciones de manera instantánea, es decir “a tiempo real”, es necesario que las mismas lleguen a los usuarios (posición desconocida), a través de un sistema de comunicación, que garantice la recepción de la mismas. Además, éstas deberán actualizarse de forma instantánea, debido al constante cambio que adoptan los valores de la disponibilidad selectiva. Hay que considerar también, que los sistema de transmisión de datos están limitados por el ancho de banda, por la cantidad de datos que pueden transmitir y el alcance de los radiotransmisores.

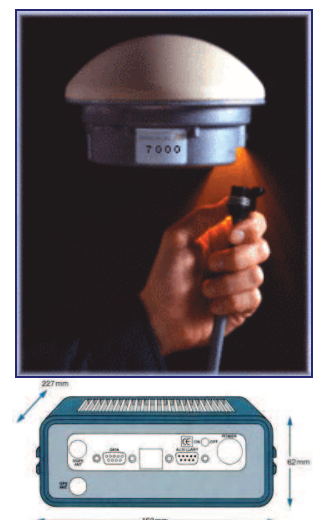
Una solución que ofrece el mercado, es el sistema DGPS OmniStar, para posicionamiento en grandes áreas (WADGPS), con cinco estaciones bases permanentes distribuidas en el continente Sudamericano, y un “transponder” del satélite geoestacionario Spacenet. El sistema toma en cuenta las correcciones de las estaciones bases y procesa la información, mediante una solución inversa cuadrática mínima de ponderación de distancias, el resultado de este cálculo de mínimos cuadrados, es un mensaje de corrección RTCM-104 sintetizado, que es optimizado para la ubicación del usuario.

Como funciona el Sistema ONMISTAR

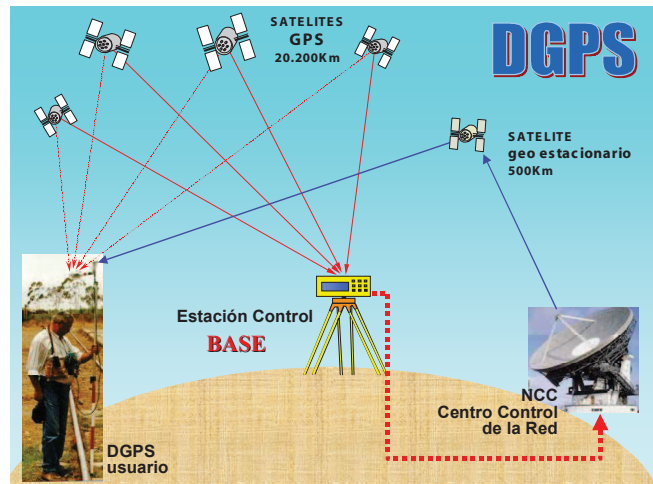
La Red **OnmiStar** Sudamericana posee cinco estaciones bases permanentes que están esparcidas alrededor de todo nuestro continente. Estas Estaciones rastrean todos los satélites GPS, sobre cinco grados de elevación y computan las correcciones cada 600 milisegundos. Las correcciones vienen en forma de un mensaje industrial estándar, el formato RTCM-104 Versión II., estas son enviadas al Centro de Control de Red de (Network Control Centrer - NCC) a través de líneas arrendadas, con un discado de respaldo. En la NCC, los mensajes son revisados, comprimidos y empaquetados para la transmisión a nuestro satélite transponder. Esto sucede cada 2 o 3 segundos aproximadamente. Un paquete contiene los últimos datos de cada una de las cinco estaciones base.

Todos los equipos usuarios **OnmiStar** reciben estos paquetes de datos del satélite transponder. Al principio, los mensajes son descodificados del formato de transmisión de espectro amplio y luego descomprimidos.

Determinando la posición de un cambio de vías en una estación



En este momento, el mensaje es un duplicado exacto de los datos que fueron generados por cada estación base. Después se corrigen los errores atmosféricos. Cada estación base corrige automáticamente los errores atmosféricos de su ubicación, pero el usuario no está localizado cerca a ninguna de estas bases, por lo tanto, las correcciones no están optimizadas para el usuario, y el receptor no tiene ninguna información sobre la ubicación de cada individuo.



Si se van a optimizar los errores para cada lugar en particular, esto tiene que ser hecho en cada receptor **OnmiStar** que portan los usuarios. Por este motivo cada equipo Usuario debe proveer una aproximación de su ubicación.

La aproximación solo tiene que estar entre 80 a 160 Km. de su posición verdadera. Al tener dicha información, el equipo usuario, puede eliminar la mayoría de las correcciones atmosféricas del mensaje de cada Estación Base y substituir una corrección para su propia ubicación. A pesar de la aproximación inexacta de la ubicación del usuario, esta información es crucial para el proceso.

OnmiStar, hace que la operación sea totalmente automática, con mínima intervención del operador y tan útil en precisión como para cumplir con los trabajos de posicionamiento submétrico. En el caso de no considerar los efectos atmosféricos los errores que obtendría cada usuario podrían llegar a superar los 10 metros.

Afortunadamente, este requisito de dar la ubicación aproximada del equipo receptor que porta el usuario se resuelve fácilmente.

- Si se adquiere el **OnmiStar** con el receptor GPS interno instalado, el problema se resuelve automáticamente mediante el uso de la salida de posición del receptor GPS. Esta conectada internamente para hacer justamente eso.
- Un método alternativo, cuando no existe el receptor interno, es usar el receptor GPS externo del usuario para esta función. En este caso, el receptor del usuario debe tener un mensaje de salida en uno de los formatos y protocolos NMEA para que sea reconocido por **OnmiStar**. Esa salida puede ser conectada al equipo usando el mismo cable que normalmente suministra el RTCM-104 del **OnmiStar** al receptor GPS del usuario. Este método funciona perfectamente bien cuando se cumplen todos los requisitos de formato y protocolo.
- Existe un tercer método, en el cual el usuario utiliza una computadora portátil para introducir una ubicación estimada al equipo usuario. Toda ubicación introducida por este método se conserva, con una batería interna, hasta que sea cambiada. Este método funciona bien siempre y cuando el usuario no intente alejarse a más de 160 Km. del centro de dicha ubicación.

Después de que el procesador ha tomado en cuenta las correcciones atmosféricas usa su ubicación versus las ubicaciones de las cinco estaciones base, mediante una solución inversa cuadrática mínima de ponderación de distancias (inverse distance-weighted least-squares solution). El resultado de ese cálculos por mínimos cuadrados es un mensaje de corrección RTCM-104 sintetizado que es optimizado para la ubicación del usuario.

Siempre es optimizado para la posición aproximada que se ha introducido desde el receptor GPS del usuario o de la aproximación que haya sido introducida manualmente.

Esta técnica se denomina "**Solución de Estación Base Virtual**" (Virtual Base Station Solution). Es una técnica que le permite al usuario **OnmiStar** operar independientemente a través de toda el área de cobertura sin considerar donde está ubicado en relación a las estaciones base.

4.5.2.II: Medición de la Fase (L1 - L1/L2)

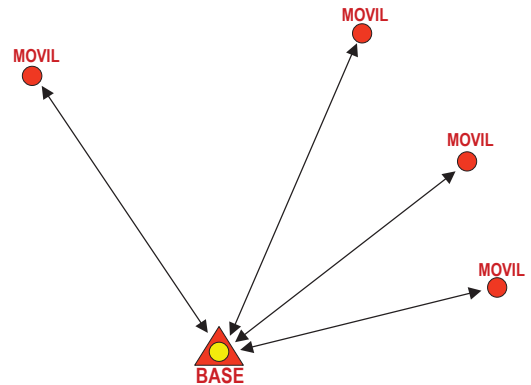
técnicas de medición con fase:

- Estático
- Estático rápido
- Reocupación
- Stop&Go
- Dinámico continuo

El método Estático requiere que el receptor se encuentre estacionado sobre el punto que se quiere establecer su posición, durante un período de tiempo variable según el instrumento que puede ser entre los **45 minutos a 3 o más horas**; por ende éste método muy usado para las redes de control, **debe ser descartado en los levantamientos** por ser muy lento, obteniendo elevadas precisiones que además no son necesarias.

Se obtienen muy buenas precisiones, mejor que un cm por punto.

Redes Geodésicas y redes microgeodésicas



GPS marca Trimble serie 3000

Con un equipo de doble frecuencia L1/L2 en modo estático, se pueden determinar la magnitud de un vector con una precisión de:

5mm + 1ppm.



GPS marca Trimble modelo 4800

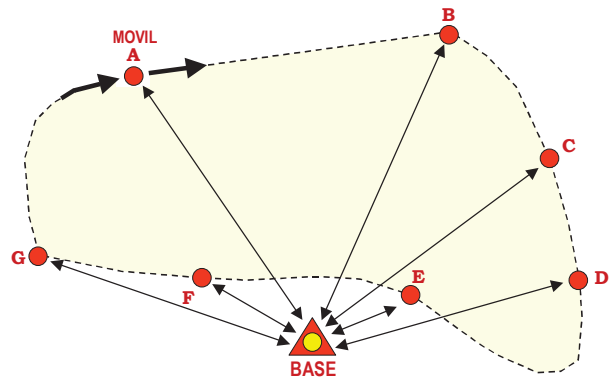
En el método Estático rápido, se requiere estar estacionado entre 10 y 20 minutos por puntos, para equipos de una sola frecuencia, y entre 5 y 8 minutos para equipos de doble frecuencia. Por tal motivo y a pesar de su nombre, tampoco es suficientemente rápido como para realizar un levantamiento de puntos.

La magnitud de los vectores debe ser inferior a 10Km/ 12Km en L1 y hasta 100Km en L1/L2. Utiliza una estación de referencia y pueden emplearse una o más estaciones móviles.

Precisiones: entre 2cm y 5cm. Por puntos

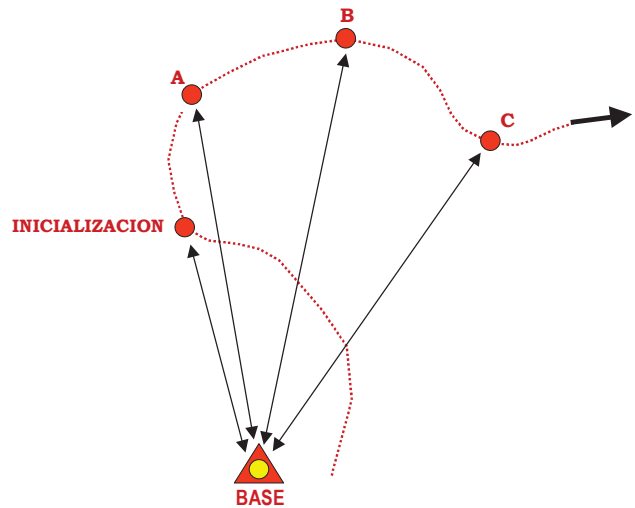
Redes topométricas – Puntos de Apoyo Fotogramétricos - Redes e itinerarios geofísicos. Densificación de redes. Apoyo a levantamientos catastrales.

En el método de Reocupación, podemos estar sobre el punto apenas unos escasos segundos, pero requiere que el punto se vuelva a observar luego de haber transcurrido un espacio de tiempo (aprox. Mayor de 2Hs.), a los efectos de que haya cambiado la configuración geométrica de la constelación de satélites. De este modo se pueden combinar los datos de un punto tomados en un determinado momento con los datos del mismo punto tomado en otro instante de tiempo.



Esta obligación de re visitar el punto hace que esta técnica pueda ser utilizada para levantamientos muy especiales, como por ejemplo para la realización de una mensura, pero que sea muy poco práctica para los levantamientos de muchos puntos, ya que nos obligaría a señalarlos de algún modo, tal como estaquearlos y numerarlos.

El modo denominado Stop&Go, es el más apropiado para los levantamientos, ya que basta una visita al punto de tan solo cinco a diez segundos para obtener la posición del mismo, con la sola condición que el instrumento no sea apagado mientras se realiza el recorrido.



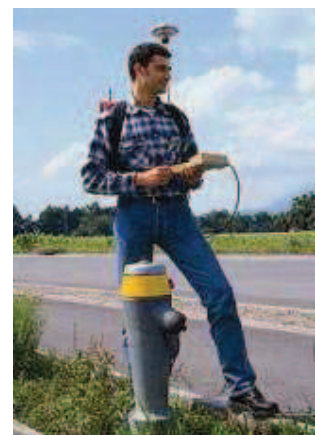
El método requiere que se estacione y se observe durante 5 minutos en un punto de coordenadas conocidas, o bien durante 10 minutos en un punto cualquiera, esto es a los efectos de **inicializar** la operación, en otros términos, de resolver la ambigüedad.

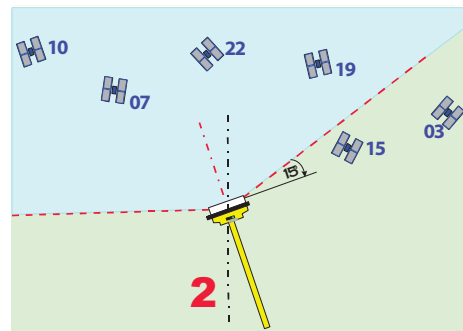
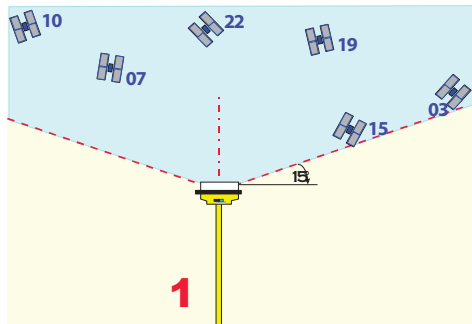
Mientras el equipo se desplaza no se puede perder la señal, porque se detiene el conteo de ciclos (por ejemplo al pasar por debajo de un puente)

Si esto llegara a suceder, se deberá reiniciar el conteo de ciclos revisitando el último punto en el que se tomó posición.

En la actualidad, casi todos los equipos han solucionado este inconveniente, agregando al equipo receptor un software denominado OTF "On the fly"

- Ventajas: Este método es muy bueno porque permite obtener las coordenadas del punto muy rápidamente, sólo es necesario detenerse 2 o 3 épocas por punto y las precisiones que pueden lograrse son iguales a las que se obtienen en fast-static, es decir entre 2 y 5cm.
- La única desventaja que presenta el método, cuando no se dispone de OTF, es que es al ser condición que el equipo permanezca encendido y recibiendo señal, obliga al usuario a transportarlo con sumo cuidado de no pasar por debajo de un obstáculo, o de perder la verticalidad, ya que ese caso al cambiar la posición la máscara, ocultaría la señal de algunos satélites al equipo, perdiéndose el conteo de los ciclos.





3

En el trabajo arriba mencionado: “relevamiento del gasoducto Nor Andino”, se empleó el modo Stop&Go para la determinación de perfiles transversales, conducente a la generación de los MDE, de las erosiones producidas en la tubería, a fin de ejecutar proyectos de solución al problema.

Únicamente de este modo, se pudo relevar más de 300 lugares, en un recorrido de 380Km de largo, en alturas que iban de 450m a 5.000m.; en 15 días de campaña.



GPS Trimble modelo 5700

En el modo Dinámico continuo, al igual que en el caso anterior, esta técnica requiere que el equipo sea inicializado y permanezca encendido durante todo su recorrido.

Es tan práctico como el otro método, ya que nos permite levantar una cantidad muy grande de puntos mientras se realiza el recorrido, por ejemplo el equipo podría estar seteado para grabar un punto cada 1 o 2 segundos, y a paso de hombre sería equivalente a un punto cada 1 ó 2 metros, con precisiones que van a depender fundamentalmente de la distancia a que se encuentre la base y de la calidad de la vertical del bastón centrador (desde 2 a 10 centímetros).

También es posible el empleo de los dos últimos métodos en forma simultánea, en todos los puntos importantes a registrar se utiliza Stop & Go, grabando el atributo correspondiente al punto relevado, mientras que entre ellos se realiza un itinerario dinámico

Un ejemplo de aplicación:

Deseamos levantar una ruta para actualizar la cartografía regional, luego sobre el eje de la ruta realizamos un levantamiento dinámico colocando el receptor rover montado sobre un vehículo ligero, luego en cada objeto importante de asentar (puente, vado, cruce de caminos, cartel, LAT, etc.), lo registramos mediante el modo S&G.

Es importante señalar que para poder trabajar empleando cualquiera de estas dos técnicas, es necesario disponer de una controladora, a fin de poder bajar los datos, resolver la ambigüedad, adicionar los atributos y realizar los procesos.



Colectora de datos

La **precisión** en la determinación de la posición del punto relevado dependerá de muchos factores

- ❖ de la precisión con que se encuentre definida la posición del origen del vector, punto donde se encuentre posicionada la base
- ❖ de la distancia entre la base y cada rover (recordemos $L1 \rightarrow \max. 10/12\text{Km}$)
- ❖ de la distancia entre la base y cada rover (recordemos $X\text{mm} + X\text{ ppm}$)
- ❖ de la configuración geométrica instantánea del sistema de satélites (**PDOP**).
- ❖ de las ventanas GPS de la base, y de las ventanas de cada uno de los puntos observados.
- ❖ del multipath.
- ❖ de las características técnicas del instrumental (Geodésico L1 - Geodésico L1/L2 – ó Topográfico).

Para vectores determinados con equipos de una sola frecuencia L1, las exactitudes planimétricas podrán variar de **0.5cm a 1cm + 1ppm** hasta una distancia de 10 ó 12Km y 45 minutos de medición. Y hasta **3 ppm** para distancias comprendidas entre 10 y 50Km.



GPS marca Trimble modelo 4600

En los equipos topográficos submétricos, las precisiones estarán entre 0.10m y 0.60m, hasta 40 ó 50 Km de vector, para tan solo 15 minutos de observación.



GPS marca Trimble modelo Geoexplorer

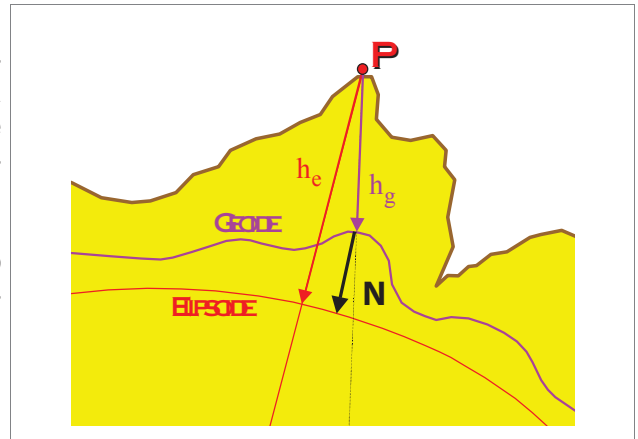
4.5.3: Determinación de la Altimetría

El alumno a esta altura conoce perfectamente que al posicionar un punto sobre la superficie de la tierra, en el pos proceso del cálculo diferencial, obtendrá coordenadas cartesianas en un determinado sistema de referencia (por ejemplo WGS84), las cuales deberán convertirse en coordenadas Geográficas (latitud, longitud y altura elipsoidal) en el mismo sistema, y de esta forma obtenemos la altura del punto sobre la superficie de referencia (elipsoide WGS84), y bien sabido es que nuestros levantamientos altimétricos debemos expresarlos en altura ortométrica, muy especialmente en aquellas obras de conducción hidráulica por gravedad.

Tal como se observa en el croquis, y como ya fue expresado en reiteradas ocasiones, la altura elipsoidal (h_e), es la distancia del punto al elipsoide de referencia medido sobre la dirección de la perpendicular al mismo.

La cota ortométrica (h_g), es la distancia del punto al Geoide medido sobre la dirección de la aceleración de la gravedad.

La diferencia entre ambas alturas es la ondulación del geoide (N).



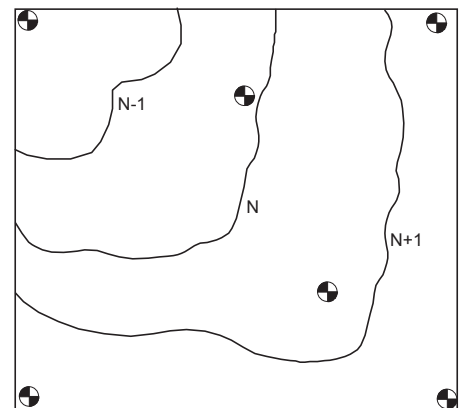
Si la superficie del geoide fuese una superficie uniforme y paralela al elipsoide, determinando el valor “N” en un punto de cota ortométrica conocida, luego podría aplicarse esta “corrección” al resto de los puntos y obtener la cota de los mismos.

Sin embargo, ya sabemos que el geoide no es una superficie paralela respecto al elipsoide y que tampoco es uniforme sino que por el contrario es ondulada, por tal motivo si en los levantamientos realizados con GPS queremos determinar cotas, es necesario generar previamente un modelo de geoide, o un modelo de “correcciones” N correspondiente a ondulaciones del geoide.

Este modelo construido a los fines de poder interpolar en un diagrama de curvas de correcciones, debe encerrar toda el área de trabajo, ya que no es válido para realizar extrapolaciones.

Cuanto mayor cantidad de puntos altimétricos de control se posea y mejor distribuidos estén en el área, mayor será la exactitud a obtener.

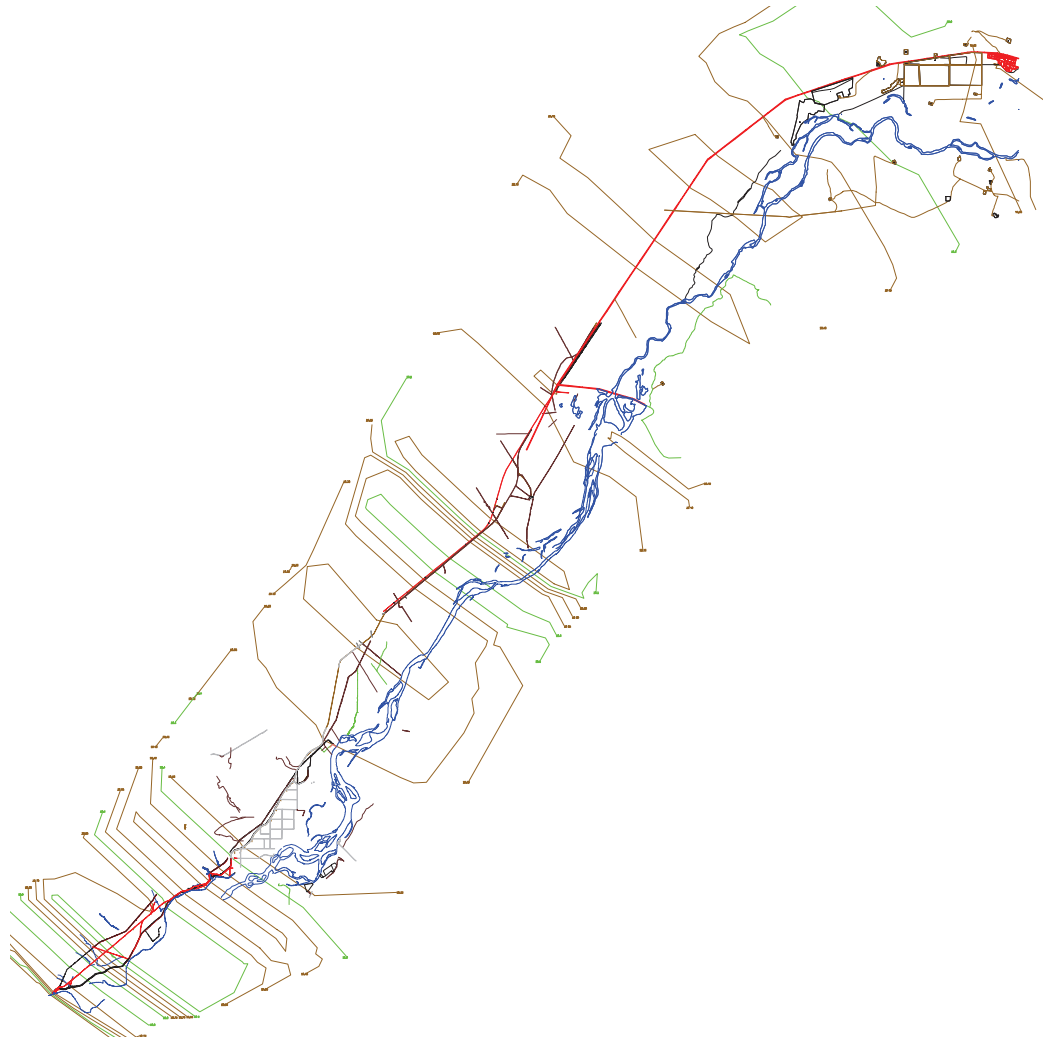
Pero recordemos que estos puntos acotados deben tener sobre sí efectuadas las **correcciones por gravedad**², caso contrario no serán válidos.



Cuando las precisiones perseguidas están en el orden de escasos centímetros (10 /15), una forma correcta de trabajar es comenzar por determinar la mayor cantidad de valores de “N” a partir de puntos fijos altimétricos del Instituto Geográfico Militar, asegurándonos que pertenezcan a una corrida corregida por las anomalías de la gravedad. Luego, valiéndonos de los modelos globales de geoide, tal como lo sugiere la publicación de los [Estándares Geodésicos](#), podemos ajustar nuestro modelo.

² Nota del corrector: hoy por hoy esto es ideal, pues toda la red del IGM no está corregida aun

Modelo para la determinación de la ondulación del Geoid, realizado en el Valle del Río Neuquén en la región de Añelo (Nor Oeste de la Pcia. del Neuquén) para la determinación de la ondulación geoidal, a fin de ajustar los relevamientos realizados con GPS.



4.5.4: Proyecciones cartográficas para representar el levantamiento

En cuanto al cálculo de coordenadas podemos trabajar de la siguiente forma:

1. Sin vinculación a un Marco:
Trabajamos en el sistema de referencia WGS84, adoptando como referencia el punto medio de una nube de puntos, determinados mediante posicionamiento absoluto, es decir todo el levantamiento estará flotando en un círculo de 15m o 20m de indeterminación.
2. Vinculados a un Marco:
 - 2.1 Podemos hacerlo en el **Sistema Campo Inchauspe**, siempre que hayamos vinculado nuestro trabajo con un punto de coordenadas conocidas del IGM o aplicando una transformación.
 - 2.2 Pero siempre que sea posible, conviene que nos vinculemos a la red Nacional **POSGAR**, para lo cual será necesario vincularse a algún punto con coordenadas en este sistema.

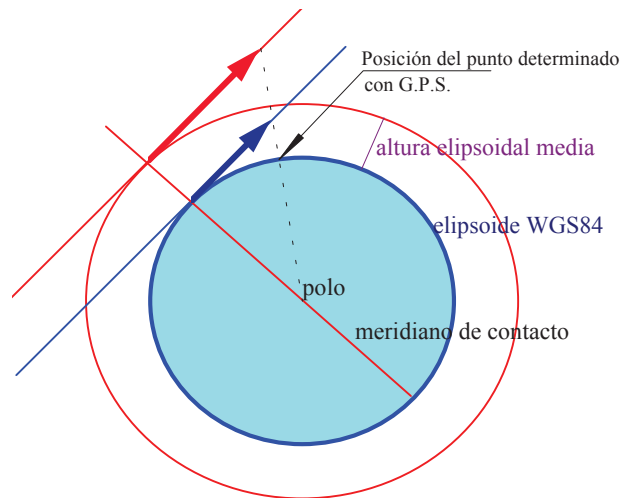
En la actualidad, el sistema a vincularse es POSGAR 94, sin embargo en cuanto sea posible convendrá referirse a **POSGAR 98**³

Posteriormente debemos efectuar una **proyección**, a fin de tener los puntos expresados en coordenadas planas.

En la gran mayoría de los casos adoptaremos una proyección conforme.

Lo más conveniente es determinar el meridiano medio de la nube de puntos del levantamiento, y utilizarlo como meridiano central en UTM, o de tangencia de una proyección transversa de Gauss.⁴

Si así obrásemos, la proyección se realizaría sobre un cilindro tangente al meridiano elegido, sobre la superficie del elipsoide de referencia (prácticamente a nivel del mar).



Pero si nosotros nos encontramos trabajando a una altura elevada, como sería por ejemplo el levantamiento Stop&Go de puntos en la Quebrada de Humahuaca (3.000m s/n.m.), las distancias

³ Ruben Rodríguez: **Una colección de argumentos que justifican el empleo de la red POSGAR 98**

1. Su mayor precisión, particularmente en alturas, según surge de los siguientes trabajos:
Moirano, J., Brunini, C., Drewes, H. & Kaniuth, K. Realisation of a geocentric reference system in Argentina in connection with SIRGAS. Advances in positioning and reference frames, pp. 199-204, Springer, Brunner, F. K. (Ed.), Berlin, Alemania, 1997.
2. Moirano J. F., 2000. Materialización del Sistema de Referencia Terrestre Internacional en Argentina mediante observaciones GPS (tesis doctoral). 199 p. Mackern M. V., et. al. Hacia la unificación de las redes geodésicas argentinas. XXI Reunión Científica de Geofísica y Geodesia, Rosario, 2002 (preprint). 5 p.
3. Para la unificación de las redes geodésicas nacionales debe elegirse la mejor solución técnica: hoy POSGAR 98 (opinión compartida con Claudio Brunini [Observatorio Astronómico de La Plata], Tomás Soler, National Geodetic Survey [USA], Melvin Hoyer [Universidad de Zulia, presidente GT I de SIRGAS] y otros.
4. La transformación de POSGAR 98 a POSGAR 94 - para los fines que se lo considere apropiado - es posible, la inversa no se cumple. Recomendaciones del Subcomité de Geodesia, grupo de trabajo Sistemas Geodésicos en el documento titulado "POSGAR, situación actual y futura" (C. Brunini, S. Cimbaro, O. Della Palma, V. Haar, R. Herrero, E. Lauría, A. Mangiaterra, J. Moirano, I. Mombello, G. Noguera, E. Pallejá, R. Perdomo, R. Rodríguez, J. Soto, A. Zakrajsek, febrero 2002). http://www.igm.gov.ar/subcom_geod/posgar.doc o bien <http://www.elagrimensor.com.ar/>
5. El Instituto Panamericano de Geografía en Historia (XIX Reunión de Consulta sobre Cartografía, Bogotá 2001) recomendó (Resolución 9) a los Estados Miembros que actualicen e integren sus sistemas nacionales a SIRGAS (POSGAR 98 es SIRGAS). http://www.ipgh.org.mx/boletin_aereo.htm
6. Interés actual en alturas GPS: durante el XXII Congreso Internacional de la FIG (Washington, 19 – 26 abril 2002) un número considerable de trabajos geodésicos estuvieron dedicados a la obtención de alturas a partir de observaciones GPS. http://www.ddl.org/figtree/pub/fig_2002/fig_index.htm
7. Decisión de las provincias de Chubut, Mendoza, Tucumán y Buenos Aires, esta última de acuerdo a la propuesta de la reunión de expertos convocados por la Dirección de Geodesia de la Provincia de Buenos Aires (26 octubre 2001: C. Brunini, D. Del Cogliano, E. Lauría, F. Mayer, R. Perdomo, R. Rodríguez, J. Sisti)
8. Las estaciones permanentes (RAMSAC) se encuentran en POSGAR 98.
9. Reconocimiento favorable al Proyecto de Unificación de Redes, elaborado por el suscripto y presentado al Programa de Saneamiento Financiero (comunicaciones personales)
10. Respuesta a los rumores acerca de un nuevo sistema/datum en la página web del National Geodetic Survey (USA) señalando que continuará manteniendo y mejorando del NAD 83. http://www.ngs.noaa.gov/faq_shtml#NewRef

⁴ Nota del Corrector: en ambos casos son meridianos centrales, la diferencia está que para UTM es secante y para Gauss Krüger tangente.

resultante de la proyección, serán muy distintas a las reales ⁵, si la diferencia resulta significativa por tratarse de un levantamiento para una determinada obra de ingeniería, en ese caso nos conviene adoptar un elipsoide de referencia concéntrico con WGS84, y cuyo radios estén incrementados con la altura media del levantamiento.

O bien modificando los parámetros del elipsoide WGS84, o bien incrementando el valor del coeficiente de escala.

Otra alternativa, y es la que recomienda esta Cátedra, es el empleo de la Proyección plana estereográfica, con centro de proyección en el baricentro de nuestro levantamiento. Se trata de una proyección conforme, y realizando la modificación de los parámetros del elipsoide tal como arriba se describe, se obtienen ínfimas deformaciones a causa de la proyección.⁶

En muy pocas ocasiones, al Agrimensor se le solicita la determinación precisa de un área, cuando esta sea suficientemente extensa, conviene el empleo de una proyección equivalente ⁷.-

4.6: Monitoreo de puntos móviles

Monitor: Según el diccionario “ El que avisa”

Se emplea la palabra **monitoreo**, como sinónimo de auscultación, cuando se realiza un control periódico de las posiciones de una red o malla de punto.

Ejemplo: Monitorear una presa, significa determinar en forma periódica las posiciones de una red de puntos testigos, con el objeto de ponderar la existencia de deformaciones.

Algunos autores emplean la palabra “monitoreo”, solo cuando se quiere significar que se va a realizar un control automático (o automatizado), de algún evento a tiempo real.

Sistema de Navegación:

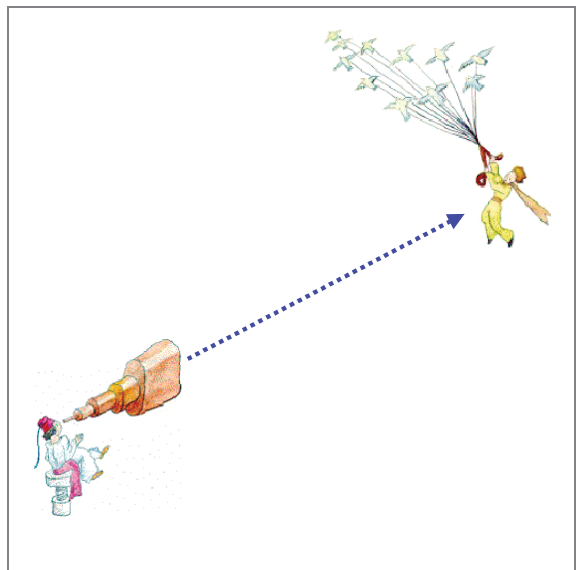
Cuando el objeto a **posicionar**, se trata de un punto que se está **moviendo permanentemente**, y mediante un sistema terrestre de puntos fijos previamente georreferenciados se lo rastrea, y se determina su posición para cada instante de tiempo, decimos que el móvil está siendo navegado.

Al conjunto que forma:

- el sistema de referencia
- el sistema de rastreo
- el sistema de comunicaciones

lo llamamos **sistema de navegación**.

Dicho de otro modo: **La navegación es un posicionamiento dinámico en tiempo real.-**



⁵ Nota del Corrector: siempre están presentes las deformaciones de la proyección, en el caso de la puna se reducen las distancias por altura y luego se las proyecta, resultando que en algunos casos se compensan

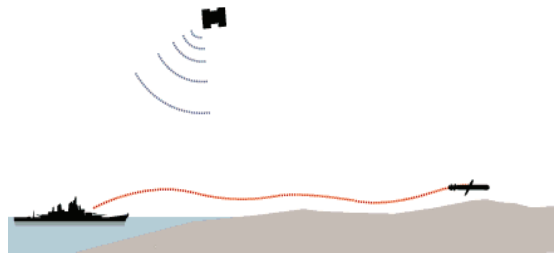
⁶ NC: Esta solución la he propuesto muchas veces para las áreas urbanas, particularmente cuando se extienden las fajas GK, como el caso de Santa Fe, donde Rufino tiene grandes deformaciones. La ciudad de Buenos Aires lo adoptó por sugerencia de Federico Mayer y mía.

⁷ NC: Sin usar una proyección equivalente pueden corregirse las superficies calculadas a partir de coordenadas planas conformes

Navegación Precisa:

Cuando al punto móvil lo forzamos a seguir una ruta programada previamente, al método lo llamamos **Navegación Precisa**.

De esa forma podemos obligar a seguir una ruta prefijada a un barco, un velero, un auto, un avión, o un misil... tema que ya volveremos luego en el Capítulo correspondiente a Replanteo.



Ya mencionamos el sistema de navegación por radio denominado LORAN, sin embargo este sistema no era mundial, era bidimensional y además tenía una gran incertidumbre, por el contrario, **GPS** ha solucionado todos esos inconvenientes y se ha convertido en el sistema más confiable y seguro para la navegación en general y la navegación precisa en particular.-

Basta una base activa transmitiendo a tiempo real, y varios remotos realizan las determinaciones de su posición, mediante la recepción de señal beacom, dentro de un radio de 200Km. de la base.

Existen en el mercado cientos de programas que trabajan con DGPS diferencial con radio faro.

En el croquis vemos uno de ellos, que rastrea un barco de carga a una distancia de 200Km del puerto, y luego lo conduce hasta las proximidades del mismo, lo guía por el eje de canal de navegación, hasta que lo deja ubicado con la precisión de 2m, en la dársena de amarre que le fuera en ese momento asignado. En la actualidad, prácticamente la totalidad de los los Servicios de Costas y puertos de aguas profundas, han cambiado el LORAN por el radio faro DGPS.



Sin embargo el modo más empleado (por su bajo costo) a nivel mundial, son los posicionadores diferenciales **DGPS** con **estación de base virtual**, que miden código.



*El sistema más utilizado es el que antes ya mencionáramos, el DGPS de la marca **OmniStar***



*Y el sistema PathfinderPRO XRS de la firma **Trimble**, que recibe tanto señal beacom, como señal OmniStar o Rascal.*

Dado la gran ventaja de poder disponer a tiempo real de coordenadas planimétricas, con un solo equipo, en forma totalmente automática y con una elevada precisión (mejor que un metro), sin considerar las distancias a las bases, es la técnica de medición ideal para todo tipo de navegación aérea, terrestre o marítima.-

4.7: Fotografía digital y GPS para una recolección precisa de datos

Escrito por Catherine Mansfield en la revista GPS Word

El Sistema de Posicionamiento Global (GPS), es una herramienta ideal para registrar las posiciones precisas de objetos o accidentes geográficos. Sin embargo, la precisión de los atributos ingresados en forma manual, en el colector de datos puede estar sujeto a errores, ya que la subjetividad y el ingreso de datos erróneos por parte del usuario pueden distorsionar la información del GIS. En cambio, las fotos constituyen una fuente ideal de información precisa y objetiva de atributos.

Las imágenes digitales se están convirtiendo en una herramienta cada vez más utilizada de interpretación y recolección de datos espaciales. Las imágenes resaltan y validan atributos basados en información alfanumérica, y también proveen un medio para la interpretación rápida de atributos tales como las condiciones de las entidades registradas. Cuando los atributos son recolectados por varias personas, las fotos proveen un mecanismo para calibrar los datos - especialmente cuando los valores son subjetivos. Una foto provee verificación adicional de los datos recolectados, y las imágenes digitales se pueden utilizar para verificaciones al azar. Se puede cotejar un porcentaje de los datos recolectados desde la oficina contra una imagen digital asociada y con ello se obtendrá una idea de la calidad y cantidad de la información.

A diferencia de las fotografías aéreas o las imágenes satelitales, la imagen digital de una entidad (edificio, instalación, montaña) es una imagen en perspectiva (es decir, una fotografía común) y no requiere georreferenciación ni ajustes de coordenadas para superponerla con datos cartográficos existentes. Por ejemplo, un poste de algún servicio público, las coordenadas del poste no son una parte intrínseca de la foto. El valor de la foto reside en la información descriptiva que ofrece, tal como la condición del poste. A pesar de que la imagen no necesita ser georreferenciada, si necesita ser geocodificada, ya que carece de valor sin una conexión con su ubicación geográfica.

Existen dos maneras de establecer enlaces de posiciones del GPS con fotos:

1. almacenar la posición del GPS en la cámara
2. establecer un enlace con el nombre del archivo de la foto digital en la ubicación del GPS.

COMO ALMACENAR POSICIONES DEL GPS EN UNA CAMARA

Algunas de las sofisticadas cámaras actuales pueden almacenar información adicional, tal como una posición del GPS, tomada de otro dispositivo digital. Para grabar una posición con la imagen digital, se necesita una cámara que acepte datos de un dispositivo externo y un receptor de GPS que sea capaz de exportar información a otro dispositivo. Generalmente, la cadena (*string*) de caracteres de la NMEA (*National Marine Electronics Association*), la Asociación Nacional de Electrónica Marina de los EE. UU es la mejor opción para exportar información de una posición, ya que es un formato emitido por varios receptores de cartografía mediante GPS. La información de la NMEA contiene, entre otras cosas, información de posiciones GPS. La posición es apareada con la imagen actual, lo que permite ubicarla espacialmente en el GIS.

Una vez que una posición GPS ha sido exportada a una cámara, ya no puede ser corregida diferencialmente, Por lo tanto, es importante que el receptor de GPS emita posiciones corregidas diferencialmente en tiempo real para obtener una lectura más precisa que una distancia de 100 metros.

Este método para conectar imágenes y posiciones es más apropiado para la recopilación de datos en la cual la imagen digital es la única fuente de información sobre atributos. Si se registra otra información alfanumérica, también debe establecerse un enlace con ella. En esta situación, es necesario trabajar con un sistema GPS/GIS que sea capaz de registrar información sobre posiciones y atributos mientras se exporta la posición a la cámara.

COMO ALMACENAR UNA FOTO CON UN ARCHIVO DEL GPS

En vez de utilizar una posición para establecer el enlace de una imagen y otra información sobre atributos, se puede emplear como enlace el nombre del archivo de la imagen. Las cámaras digitales generan un nombre de archivo para cada imagen, y éste puede almacenarse como atributo de una entidad. Se identifica entonces la imagen digital correcta mediante el nombre del archivo en el GIS.

Los nombres de archivos se pueden ingresar en forma manual o exportarse automáticamente al GIS. Los sistemas más avanzados de recolección de datos de GPS que se ejecutan en una computadora con lector ópti-

co, o en una computadora notebook, pueden seleccionar automáticamente un archivo de una cámara digital, bajarlo a la computadora, y almacenar el nombre del mismo en un campo específico para la entidad GPS que está siendo registrada en ese momento.

Este método es ideal cuando se usa una imagen digital para complementar otras formas de recopilación de datos de atributos. Además, debido a que las posiciones GPS no están almacenadas en la cámara, pueden ser corregidas diferencialmente si ello resulta necesario.

Sin que importe si se guarda una posición del GPS en un archivo de imagen digital o si se almacena el nombre de una imagen digital en un archivo GPS, el uso combinado de fotos digitales y GPS mejora notablemente la calidad y validez la información del GIS. No hay nada como una foto para representar la realidad.