

CONVERGENCIA DE TECNOLOGIAS TOPOGRAFICAS

INSTITUTO DE AGRIMENSURA
FACULTAD DE INGENIERIA

UDELAR
2008



Estudiantes:

José Pedro Benavides Ramos

Patricio Birriel Gonzalez

Daniel Boix Rodríguez

Tutor:

Ing. Roberto Pérez Rodino

ÍNDICE

Objetivo.....	2
Introducción.....	2
Geodesia y Topografía.....	3
Geoide y Elipsoide de Referencia.....	6
Radio de Curvatura del Elipsoide.....	9
Radio de Curvatura del Meridiano	
Radio de Curvatura del Vertical Primario	
Tipos	de
Altura.....	11
Altura Elipsoidal (h)	
Altura Ortométrica (H)	
Relaciones entre alturas	
Dátum y Sistema de Referencia.....	12
Transformación de Dátums	
Desviación de la Vertical.....	14
Sistema de Posicionamiento Global (GPS).....	15
Fundamento Teórico	
Principio del Posicionamiento	
Estructura de la Señal GPS	
Observables GPS	
Archivos RINEX	
Métodos de Posicionamiento	
Fuentes de Error	
Métodos Topográficos Tradicionales.....	22
Medición Electrónica de Distancias	
Medición Electrónica de Ángulos	
Métodos de Medición	
Nivelación Geométrica	
Proyecciones Cartográficas.....	26
Módulos de Deformación	
Clasificación de Proyecciones Cartográficas	
Preanálisis	31
Errores con Estación Total	
Error por Curvatura	
Error por Refracción	
Desviación de la Vertical	
Error en Nivelación Trigonométrica	
Campaña de Medición	40
Objetivo	
Procedimiento de Trabajo	

Recorrida de Campo Previa	43
Perfil longitudinal del tramo de estudio	
Procedimiento de Trabajo	52
Procesamiento de Datos de Campo	57
Análisis de Resultados	61
Comparación de Estación Total	
Comparación de Mediciones GPS	
Comparación de Mediciones GPS y Estación Total	
Comparación Altimétrica	
CONCLUSIONES	79
Bibliografía	82

Anexos:

- Libreta de campo, Estación Total y GPS
- Datos de campo, Estación Total
- Datos de campo, GPS
- Libreta de campo, Nivelación
- Datos de campo, Nivelación
- Software de Mínimos Cuadrados
- Software de Urugioide 2007
- Representación de puntos particulares de UTM

- Proyecto en formato digital.

Libreta de Campo: Estación Total y GPS

Datos de Campo Estación Total

Datos de Campo GPS

Libreta de Campo Nivelación Geométrica

OBJETIVO

El trabajo que se presenta a continuación tiene diferentes objetivos, todos entorno a un mismo tema central: el estudio teórico-práctico de las diferencias y convergencias de dos tecnologías (Estación Total y GPS), que en la actualidad son de uso común para los trabajos topográficos.

En este marco, se estudiarán temas como las diferentes posibilidades que existen a la hora de realizar proyecciones locales de datos GPS, proyecciones UTM (Universal Transversal Mercator), así como de los factores incidentes en ellas, tales como distancias al meridiano central, factores de deformación, entre otros.

Otro tema que intentaremos analizar será el comportamiento del GPS en altimetría y los datos de la zona con respecto a la ondulación del geoide.

Se pretende además, orientar el estudio de tal forma que pueda ser aplicado en los trabajos más habituales del Ingeniero Agrimensor.

Teniendo en cuenta que la convergencia de las tecnologías ya está presente en estos trabajos, intentaremos recomendar algunas pautas, que a partir de nuestra experiencia permitan trabajar de tal manera de optimizar los resultados.

INTRODUCCION

A continuación se desarrollarán algunas bases teóricas de Geodesia, Topografía y Cartografía, que permitirán reafirmar o incorporar los conceptos necesarios para la comprensión de este trabajo. Estos conceptos fueron los cimientos para el desarrollo del mismo.

Luego de esta fundamentación, se presentará el desarrollo de campo, los análisis correspondientes de los resultados y las conclusiones obtenidas.

GEODESIA Y TOPOGRAFÍA

La geodesia es la “Ciencia que tiene como fin principal la determinación de la figura de la tierra, el posicionamiento de puntos sobre la superficie física terrestre y el estudio del campo de la gravedad externo del planeta” (Benavidez, 2005).

La principal diferencia entre la Geodesia y la Topografía tradicional, es que esta última restringe su área de trabajo a superficies más reducidas, donde se puede despreciar la esfericidad de la Tierra y puede considerarse el área de trabajo como uno o varios planos.

Actualmente se puede considerar la Geodesia como la Ciencia y la Topografía como la Ciencia aplicada.

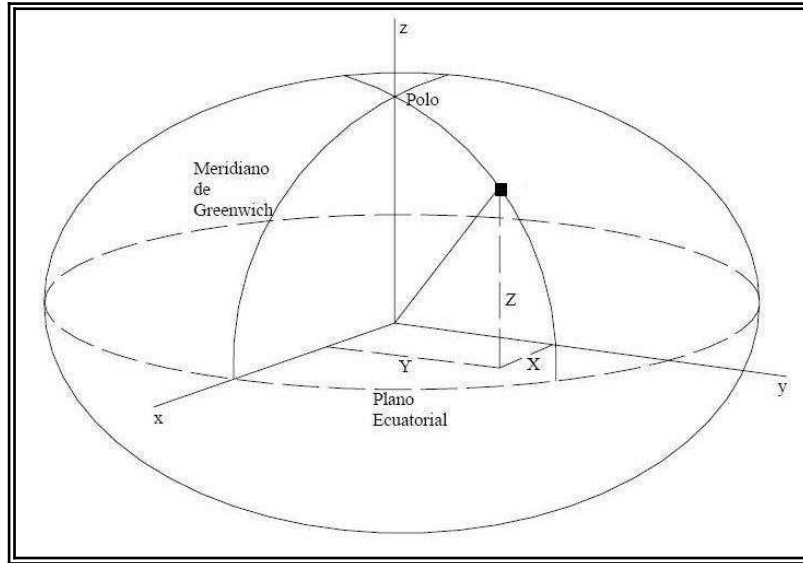
Una de las principales utilidades de la geodesia es que permite cartografiar territorios extensos, estableciendo las coordenadas y alturas de los puntos con una buena precisión.

Para poder realizar este trabajo, se debe contar con un sistema de referencia adecuado, que permita la correcta referenciación de los puntos ubicados sobre la superficie terrestre.

Para esto se adopta un Sistema Tridimensional de Coordenadas Convencional Geocéntrico, que se define de la siguiente forma:

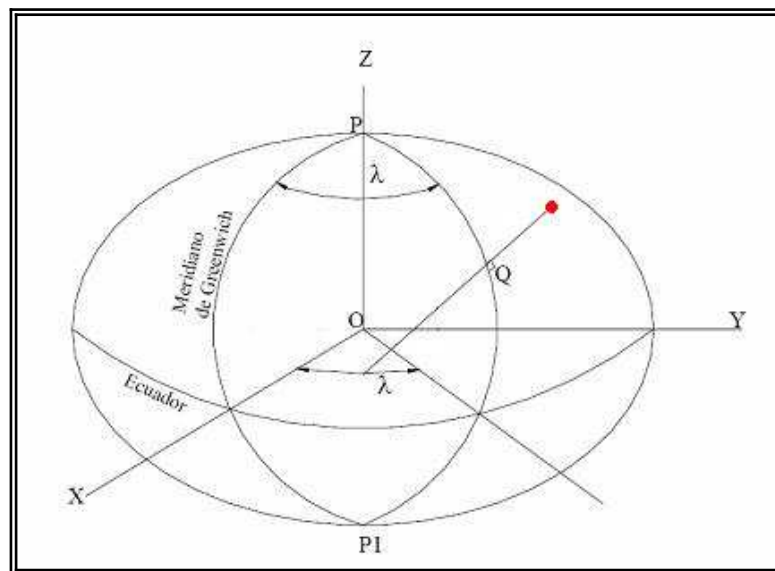
- eje X: contenido en la intersección del plano definido por el Meridiano de Greenwich y el eje de rotación terrestre, y el plano que contiene al Ecuador.
- eje Z: coincide con el eje de rotación de la Tierra.
- eje Y: completa el triedro

A este triedro se le asocia además un elipsoide de revolución, ubicado en el origen del sistema, que es el centro de masas de la Tierra.



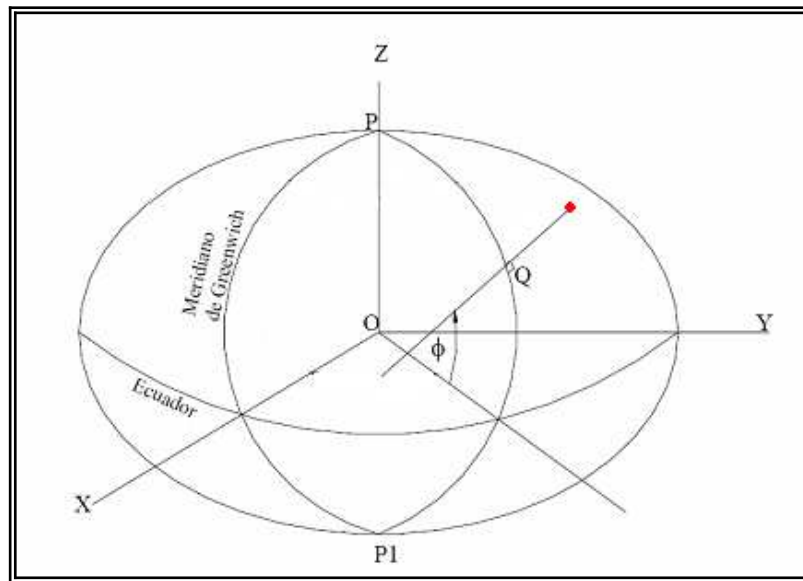
También se puede ubicar un punto con sus coordenadas geodésicas (latitud, longitud y altura) sobre el elipsoide (ϕ , λ , h).

Se define como longitud geodésica (λ) de un punto P , al valor del rectilíneo del diedro formado por el plano meridiano que pasa por P y el meridiano origen (Meridiano de Greenwich)



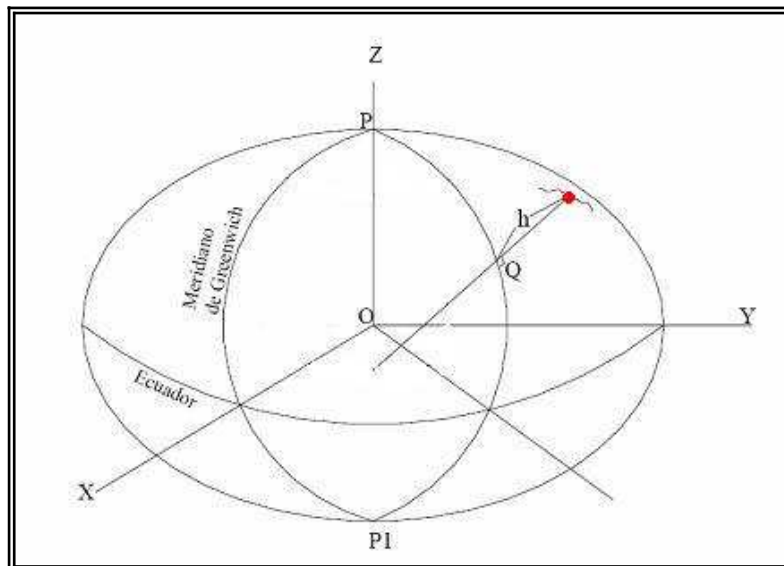
Se designa como oeste (W) si está a la izquierda del meridiano y como este (E) si está a la derecha.

Se define como latitud geodésica (ϕ) de un punto P , al ángulo formado por la normal al elipsoide que pasa por dicho punto y el plano del Ecuador.



El valor de la latitud varía desde 0° a 90° (si el punto se encuentra al norte del ecuador), y de 0° a -90° (si se encuentra al sur).

Por último, se define como altura geométrica o elipsoidal (h), a la distancia normal entre el punto P y la superficie del elipsoide, medida sobre la normal a éste.

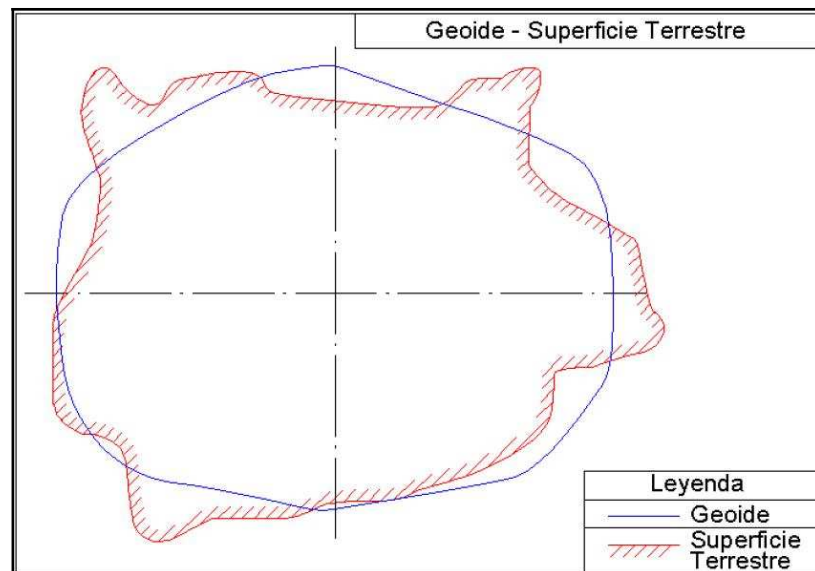


Las coordenadas cartesianas y las geodésicas se pueden relacionar matemáticamente conociendo los parámetros del elipsoide, pudiendo así pasar de coordenadas cartesianas (X, Y, Z) a geodésicas (ϕ, λ, h), y viceversa.

GEOIDE Y ELIPSOIDE DE REFERENCIA

El geoide (etimológicamente “forma de la tierra”), resulta de prolongar la superficie equipotencial de la gravedad que coincide con los océanos en reposo continuados por debajo de los continentes. La forma del geoide no coincide con la topografía terrestre.

La superficie del geoide no es uniforme, sino que presenta una serie de irregularidades producidas por la diferente composición mineral del interior de la tierra y sus distintas densidades, además de la rotación de la Tierra, entre otras causas.



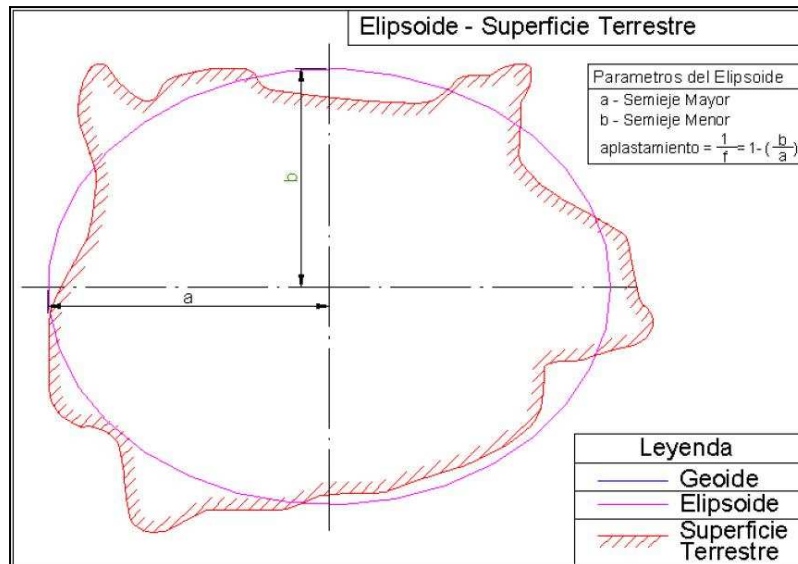
Debido a estas irregularidades y a la dificultad que se presenta a la hora de definir el nivel medio de los mares en reposo, para representar la superficie equipotencial referida se adopta una figura matemática que permite, de forma sencilla, la proyección de los puntos y la realización de las proyecciones necesarias para la cartografía.

La figura que se utiliza es el elipsoide de revolución.

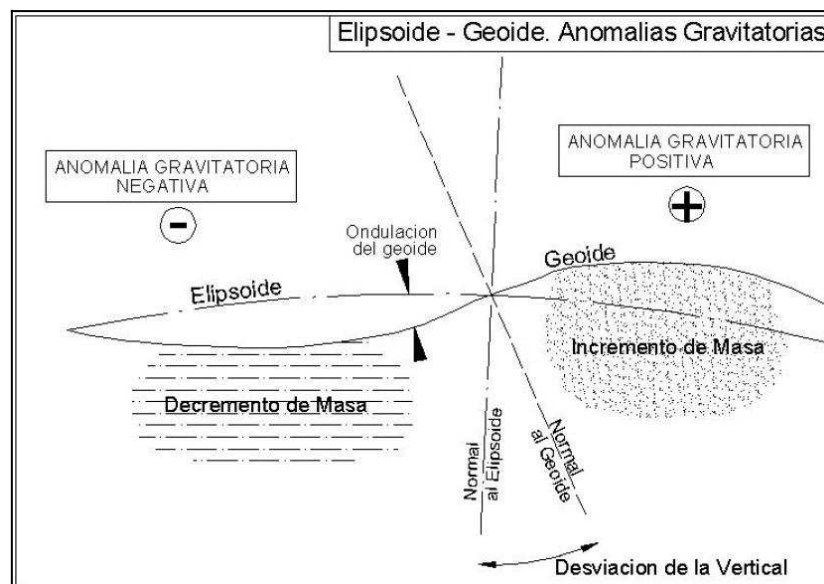
El elipsoide de revolución resulta de revolucionar una elipse sobre su eje menor, y se define a partir de sus ejes (radio mayor a y radio menor b) y aplastamiento del elipsoide ($1/f$), siendo su expresión matemática:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{a^2} + \frac{z^2}{b^2} = 1$$

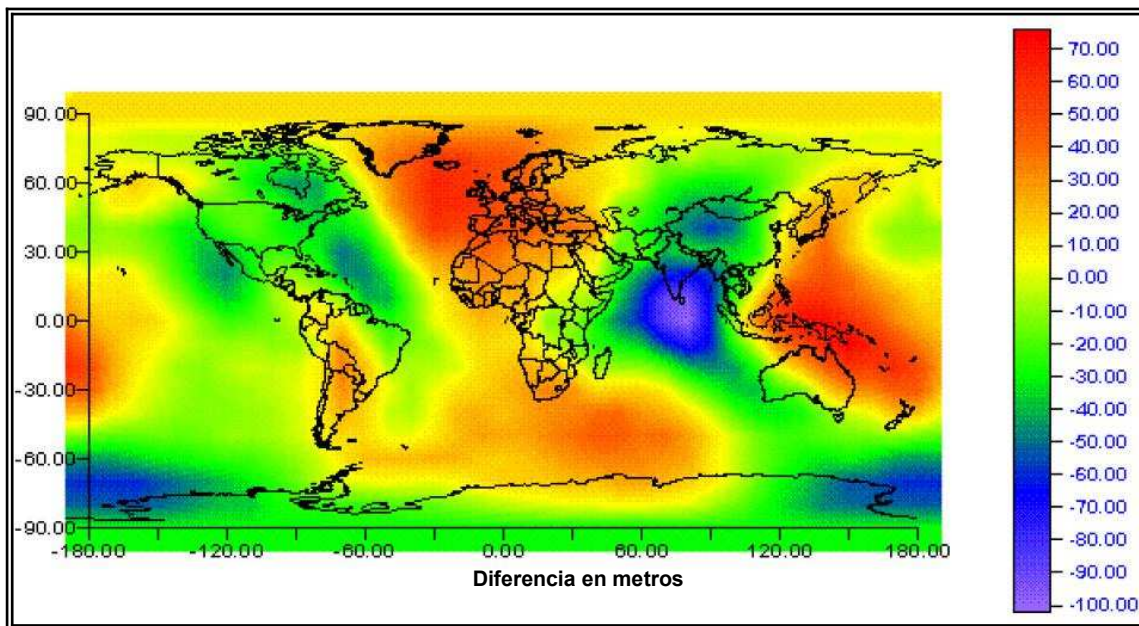
Se define el elipsoide de referencia como un elipsoide de revolución, que se aproxima a la forma del geoide y que es definido por los parámetros matemáticos antes mencionados.



Como ya se dijo, la diferencia de densidades y de masas en la Tierra, produce una irregularidad en la forma del geoide. Esto hace que existan zonas donde el elipsoide se encuentra por debajo del geoide y zonas donde se produce lo contrario, por lo que en general el elipsoide se encuentra por debajo del geoide en la zona continental, y por encima en la zona oceánica. A esta diferencia se le denomina N, ondulación del geoide.



Aquí se presenta la comparación del modelo geoidal EGM 96 con el elipsoide WGS 84



Como se puede apreciar en la figura, la ondulación del geoide correspondiente al Uruguay tiene valores de entre 10 y 20 metros aproximadamente, y es una zona donde no se aprecian cambios significativos.

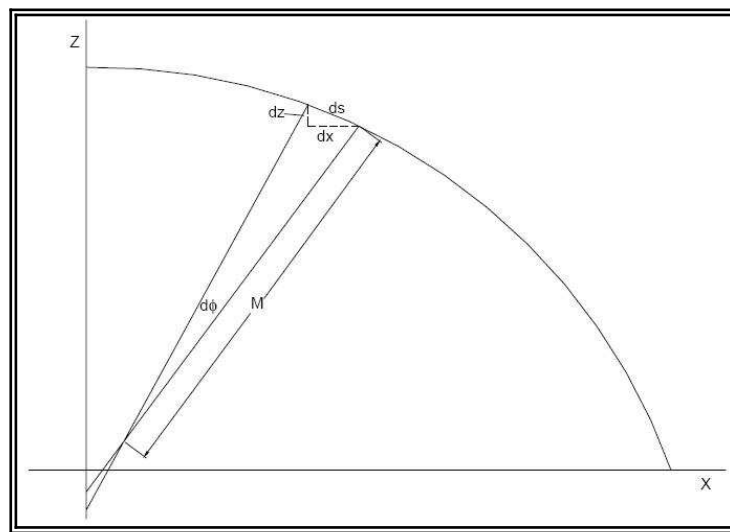
Para trabajar en zonas reducidas, se pueden adoptar elipsoides locales de referencia, que se adaptan de mejor forma al geoide para la zona de trabajo que el elipsoide geocéntrico, y que se definen a partir de un Datum.

RADIOS DE CURVATURA EN EL ELIPSOIDE

-Radio de curvatura en el Meridiano

Si considero dos puntos sobre el elipsoide, P y Q, que están en el mismo meridiano a una distancia infinitesimal, tengo un diferencial de meridiano que los une y que está contenido en un círculo que pasa, además, por los dos polos.

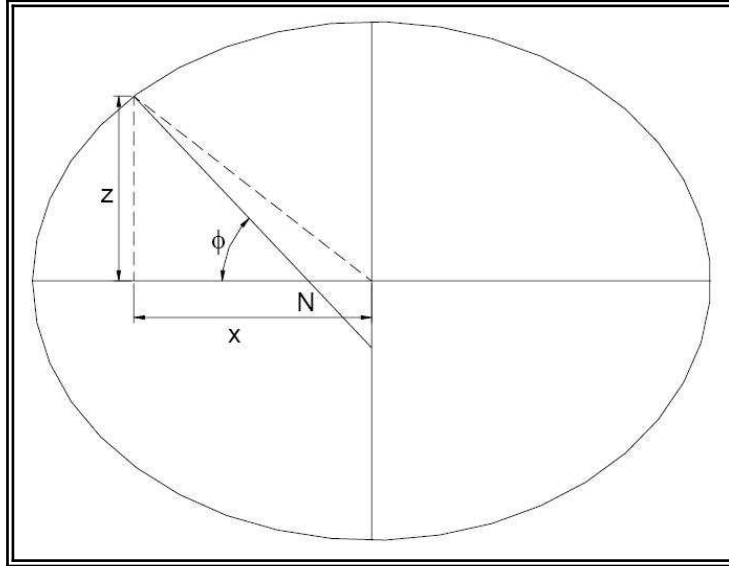
Existe un único radio de curvatura que define esta curva y se define como Radio de Curvatura en el meridiano (M).



El valor de M puede hallarse con la expresión:
$$M = \frac{a(1-e^2)}{(1-e^2 \sin^2 \phi)^{3/2}}$$

-Radio de curvatura en el Vertical Primario

El radio de curvatura en el vertical primario N , es igual a la longitud del segmento que une un punto ubicado sobre el elipsoide, con la intersección de la normal al elipsoide en dicho punto y el eje menor.



El valor N del radio de curvatura en el vertical primario se deduce de la expresión:

$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \sin^2 \phi}}$$

El radio de curvatura en el Vertical Primario es mayor o igual que el del Meridiano, y tienen el mismo valor en el Ecuador.

DIFERENTES TIPOS DE ALTURA

- Altura elipsoidal (h)

Es la distancia entre un punto ubicado en el espacio y el elipsoide de referencia, medida sobre la normal a este último.

Es el tipo de altura que se obtiene con los receptores GPS.

- Altura ortométrica (H)

Es la distancia entre un punto ubicado en el espacio y el Geoide, medida sobre la dirección de la vertical astronómica del lugar.

Es la que se conoce como altura sobre el nivel del mar.

- Relación entre las alturas

La diferencia entre la altura elipsoidal y la altura ortométrica da como resultado la ondulación del geoide en el lugar, ya que equivale a la separación existente entre el Datum y el geoide.

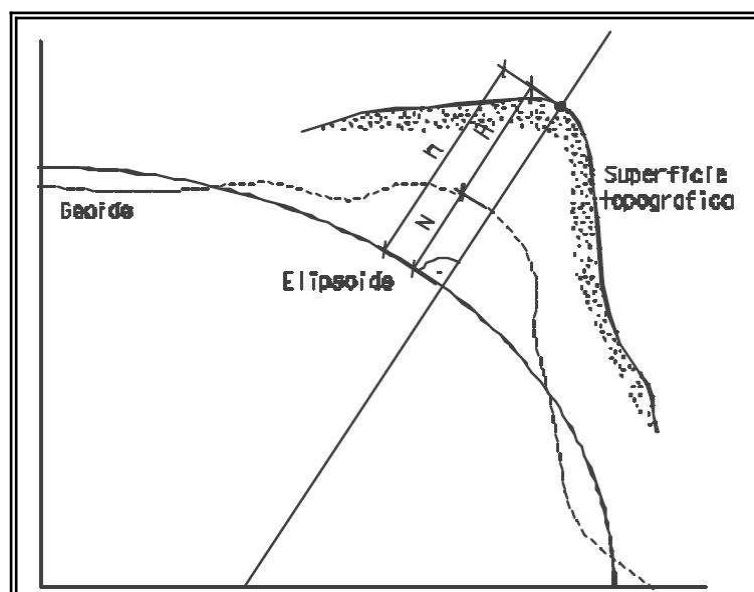
Dicha relación se puede expresar de forma simplificada de la siguiente forma:

$$h = H + N$$

h = altura elipsoidal

H = altura ortométrica

N = ondulación del geoide



DÁTUM – SISTEMAS DE REFERENCIA

Los datums geodésicos pueden ser globales o regionales (locales).

Un sistema de referencia geodésico regional “queda definido por la elección de un elipsoide de referencia, un punto origen conocido como punto datum, y un acimut de partida. De esta forma se establece su ubicación en relación con la forma física de la tierra, el geoide. Específicamente el punto datum es aquel en que se hace coincidir la normal al elipsoide con la vertical del lugar. Este elipsoide así elegido y posicionado se adapta bien al geoide en la zona próxima al punto datum.”

Un sistema de referencia geocéntrico “queda definido por los tres ejes cartesianos directos XYZ, fijando el origen en el centro de masas de la tierra, y de tal forma que el plano XOZ contiene al meridiano origen, y el eje OZ es muy cercano al eje instantáneo de rotación terrestre.

El concepto de Datum cambia y ya no es asociado a un punto datum, si no al origen y orientación de los ejes cartesianos.

También es claro que el sistema pasa de ser un sistema 2D a ser un sistema 3D (tridimensional). En estos tipos de sistemas estarían considerados el WGS84, el ITRS, etc.” (Parámetros de Transformación entre el Sistema SIRGAS 95 y los Sistemas Locales CDM y ROU-USAMS, Prof. Ing. Agrim. Roberto Pérez Rodino).

Antes del surgimiento de la geodesia satelital, el uso de un sistema de referencia global no era posible, debido a que las técnicas de geodesia y topografía tradicionales eran de carácter esencialmente regional. Por esta razón, existen muchos sistemas de geodesia locales, definidos para obtener una buena aproximación para el área de interés.

En las últimas décadas se ha trabajado para obtener un único sistema de referencia geocéntrico, que sirva como una buena aproximación para toda la Tierra.

Actualmente el Datum más utilizado a nivel mundial es el WGS84.

El WGS84 está representado por un sistema cartesiano (OXYZ) con el origen en el centro de masa convencional de la tierra, y el eje Z dirigido hacia el polo Norte convencional de la Tierra (CTP). Así lo define el BIH (Bureau International Le Heure) en 1984, que luego se fusionó con el IPMS

(International Pole Motion Service), para dar lugar al IERS (International Earth Rotation Service).

El eje X está en la intersección del plano del meridiano de Greenwich, y el plano ecuatorial.

El eje Y completa el triedro directo.

-Transformación de Datum

Aunque exista la posibilidad de tener todas las mediciones referidas a un solo sistema global, aún hay países (como el nuestro) en los que las cartas están referidas a sistemas viejos.

Para poder comparar las coordenadas obtenidas con GPS con las obtenidas por otro sistema de medición (local), será necesario realizar una transformación de Datum, para lo cual se deberán conocer siete parámetros:

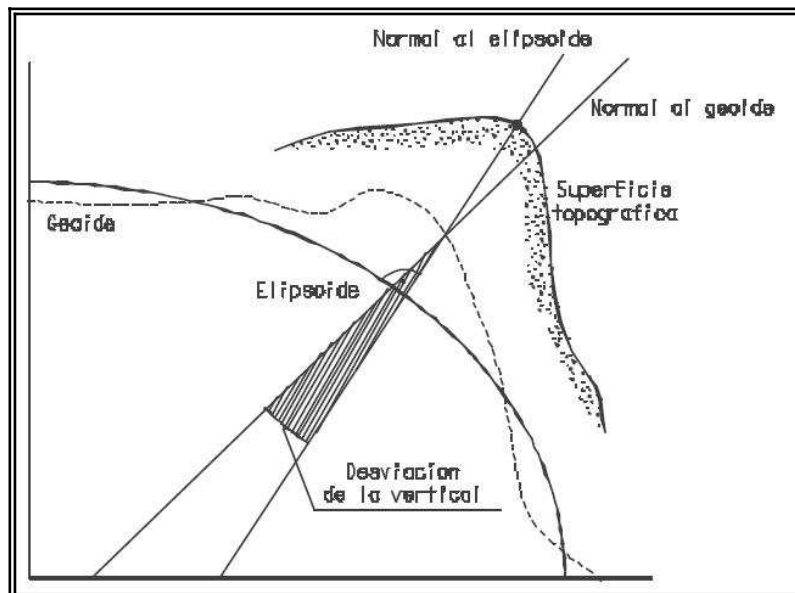
- El origen del elipsoide local respecto del origen del WGS84, o sea tres traslaciones: Δx , Δy , Δz .
- Las rotaciones que permiten colocar paralelos los ejes de ambas elipsoides: R_x , R_y , R_z .
- El factor de escala

DESVIACIÓN DE LA VERTICAL

Debido a la forma irregular del geoide, la dirección de la vertical astronómica (dirección de la plomada) en un punto no coincide con la normal al Datum adoptado en dicho punto.

Se define como desviación de la vertical en un punto al ángulo formado entre la vertical del lugar y la normal al elipsoide de referencia (vertical geodésica) en ese punto.

El valor de la desviación de la vertical dependerá fundamentalmente del Datum que se adopte para dicho punto.



SISTEMA DE POSICIONAMIENTO GLOBAL (G.P.S.)

FUNDAMENTO TEÓRICO

El sistema de posicionamiento global GPS, se basa en la recepción de señales de radio enviadas desde satélites artificiales en órbita alrededor de la Tierra. El nombre completo del sistema es **NAVSTAR GPS (NAVigation Satellite Timing And Ranging Global Positioning System)** que significa Sistema de Posicionamiento Global (GPS) para navegación por satélite con medición de tiempos y distancias (NAVSTAR).

El sistema, creado por el Departamento de Defensa de los Estados Unidos en 1973, se maneja en la actualidad con la colaboración del Departamento de Comercio y ha sido creado para permitir el posicionamiento tridimensional de los objetos, en cualquier parte del mundo, las 24 horas del día.

El sistema consta de tres segmentos: el espacial, el de control y el del usuario.

El espacial está constituido por 32 satélites orbitando a 20.200 Km. sobre la superficie de la Tierra. Distribuidos en seis planos orbitales con una inclinación de 55° con el Ecuador, y un período de revolución de cerca de 12 horas. Esta distribución de la constelación asegura la visibilidad de al menos 4 satélites (normalmente de 6 a 8) en todo momento y lo ubica en una elevación sobre los 15° grados del horizonte, que es fundamental para la calidad del posicionamiento.

El segmento de control se conforma por la Estación Central de Control, las estaciones de supervisión y las antenas terrestres. Tiene por objetivo supervisar y controlar el segmento espacial, determinar el tiempo del sistema, predecir las efemérides que serán transmitidas y calcular las precisas, predecir y controlar el comportamiento de los osciladores de los satélites, y actualizar la información de navegación para cada satélite.

El segmento usuario está conformado por usuarios equipados con receptores con antenas GPS.

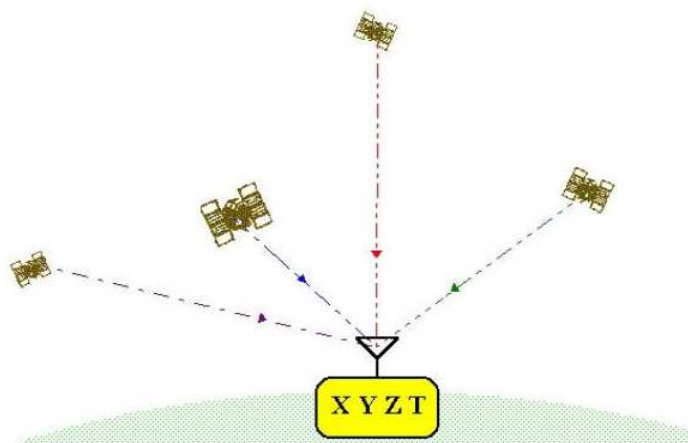
-Principio del posicionamiento

El principio básico del posicionamiento es la obtención de las denominadas pseudodistancias entre el receptor y los satélites.

De esta manera, conociendo las coordenadas de los satélites, se podrán determinar las coordenadas del receptor.

El número mínimo de pseudodistancias requeridas para el posicionamiento es de cuatro, debido a que los relojes del satélite y el receptor no están sincronizados, agregando así una cuarta incógnita.

La medición de las pseudodistancias se realiza multiplicando el tiempo de propagación de la señal desde el satélite al receptor por la velocidad de propagación (300.000 Km/s aproximadamente).



-Estructura de la Señal GPS

Cada satélite emite ondas electromagnéticas en frecuencias dentro de la banda utilizada para transmisiones de radio.

Los relojes atómicos a bordo de los satélites producen una frecuencia primaria $f_0 = 10.23 \text{ MHz}$, a partir de la cual se derivan las ondas portadoras L_1 y L_2 .

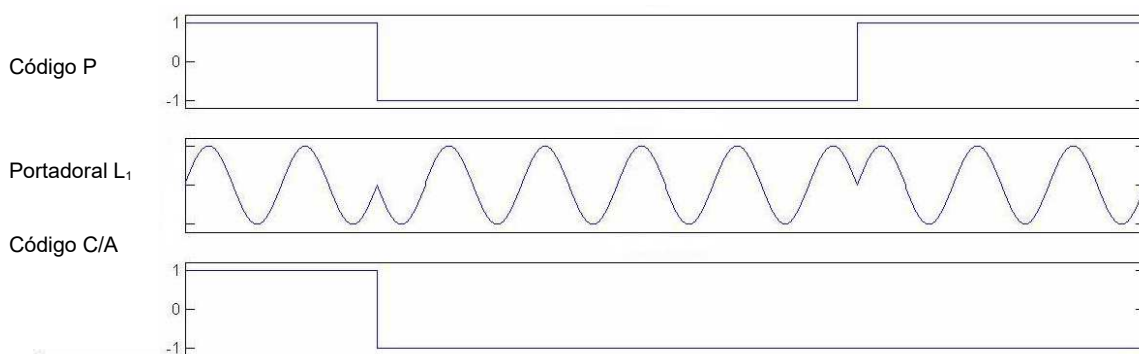
La portadora L_1 se transmite a una frecuencia de 1575.42 MHz ($154 \times f_0$) y la L_2 a 1227.60 MHz ($120 \times f_0$), con una longitud de onda de 19.05 cm. y 24.45 cm. respectivamente.

Dentro de estas ondas vienen modulados los códigos Clear Acquisition (C/A) y Precisión (P).

Estos códigos son ondas cuadradas formadas por valores de +1 y -1 producidos por un algoritmo simple. Los códigos se llaman “seudo accidental” o PRN (Pseudos Random Noise o Ruido Pseudo Aleatorio).

El código de frecuencia C/A es 1.023 MHz (C/A=300 m) y viene modulado solamente en la L_1 , mientras que el código P tiene una frecuencia que es $1 \times f_0 = 10.23$ MHz (P=30 m) y viene modulado en ambas portadoras.

Cada vez que el valor cambia de +1 a -1, hay un cambio en la fase de la portadora.



NIVEL	TIPO DE SEÑAL	APLICACIÓN
<i>Datos de navegación</i>	Secuencia de bits 	Datos de: • Posición de los satélites • Hora GPS • Estado funcional, ...
<i>Secuencias PRN</i>	Secuencia de bits 	• Medida de la distancia al satélite • Acceso cifrado a los datos de navegación
<i>Onda portadora</i>	Micro-ondas 	• Modulación de las secuencias binarias • Medición de distancia

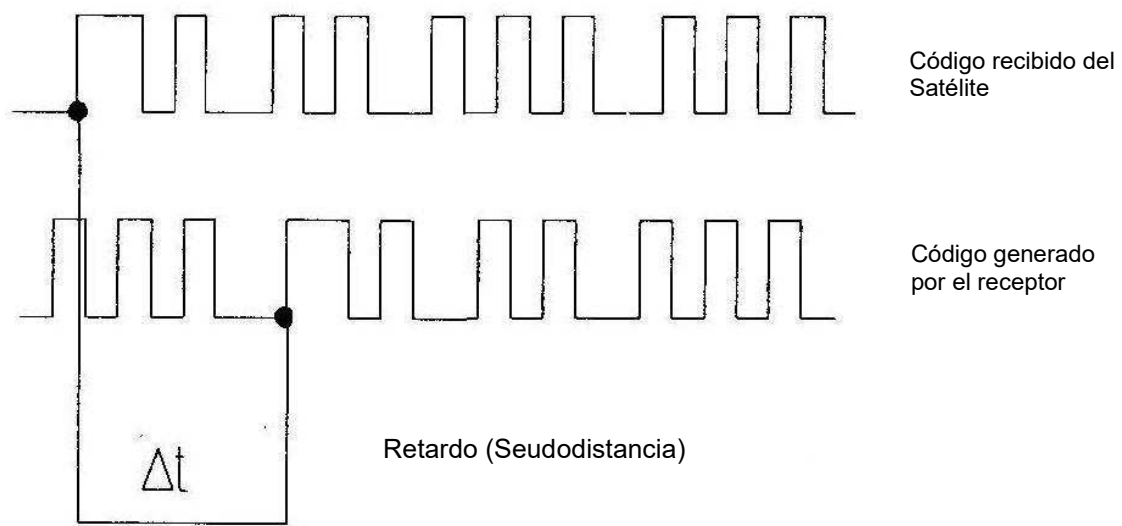
Los datos de navegación GPS (mensaje), están divididos en cinco segmentos de 6 segundos de duración cada uno. Por lo que el mensaje se completa en 30 segundos.

En este mensaje se encuentran los datos de los parámetros de los relojes de los satélites, las efemérides transmitidas, el almanaque y los parámetros ionosféricos.

-Observables GPS

Existen cuatro magnitudes básicas de observación, pero en la práctica solamente se utilizan dos observables, que son: las pseudodistancias basadas en observaciones de código y las basadas en observaciones de portadora.

Para medir utilizando código el receptor genera un código igual al del satélite y luego lo desplaza hasta que ambos estén alineados. Midiendo el desfase entre el recibido y el generado y multiplicando este Δt por la velocidad de la luz se obtiene la pseudodistancia.



Para la medición utilizando la portadora, también se compara la señal recibida con una generada. La diferencia de fase es un número entero de ciclos mas una fracción. Esta fracción (ϕ) es lo que el receptor puede medir, siendo el número entero de ciclos N una incógnita conocida como ambigüedad. Existen varios métodos para determinar la ambigüedad.

-Archivos RINEX

El RINEX es el formato de intercambio entre receptores independientes. Es un fichero ASCII con información legible por softwares de cualquier marca. En este trabajo se utilizarán archivos RINEX de observación.

Estos archivos contienen información sobre las observables (número y tipo), los satélites, las épocas y los intervalos de observación, las pseudodistancias observadas, entre otros.

-Métodos de posicionamiento

Esencialmente existen dos principios de posicionamiento:

1. posicionamiento absoluto o puntual
2. posicionamiento diferencial

1. Posicionamiento puntual: tiene como propósito la determinación de las coordenadas de un punto utilizando código.

2. Posicionamiento diferencial: consiste en obtener las coordenadas de un punto mediante diferencias de observaciones simultáneas, de por lo menos dos estaciones a los mismos satélites.

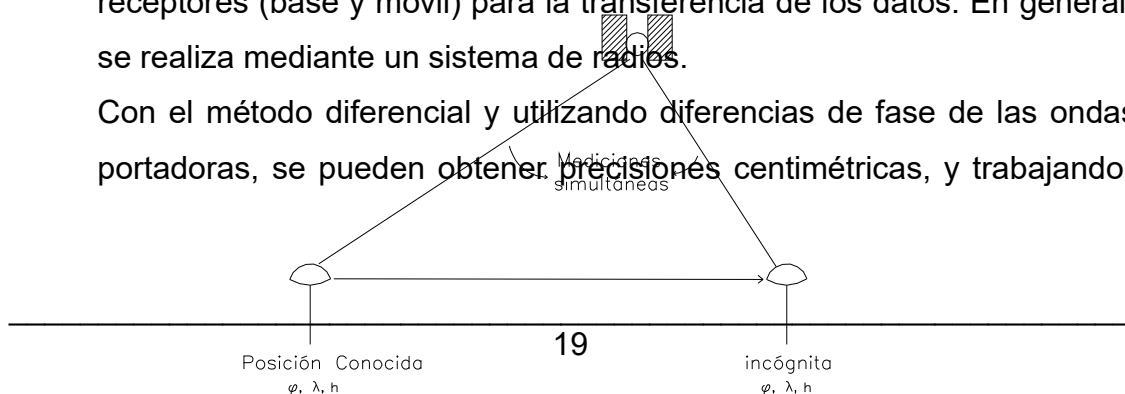
Esta técnica se basa en la idea de que los errores sistemáticos en las medidas a estos satélites, desde bases cercanas, serán de igual magnitud. Así, un receptor GPS se mantiene estático y su posición es conocida con precisión (la base), y las medidas de los móviles son modificadas a partir de las correcciones de esta base.

De esta forma se obtiene un vector de posición, y siendo las coordenadas de una de las estaciones conocidas, resultan las coordenadas de la otra.

La corrección de las medidas de los móviles puede efectuarse en modo Post Proceso (los datos son almacenados por los receptores y se corrigen luego en un PC), o en Tiempo Real (las correcciones son enviadas en todo momento a los móviles, y éstos las aplican a sus mediciones).

En este último caso es necesaria la comunicación entre ambos receptores (base y móvil) para la transferencia de los datos. En general se realiza mediante un sistema de radios.

Con el método diferencial y utilizando diferencias de fase de las ondas portadoras, se pueden obtener precisiones centimétricas, y trabajando



en Tiempo Real, se llega a estas precisiones con tiempos de ocupación bajos.

Este método es el más utilizado en las aplicaciones topográficas dentro del área de la Agrimensura, debido a las buenas precisiones que se obtienen en el posicionamiento local, en función de los cortos tiempos de ocupación.

-Fuentes de error

Los elementos que causan mayores errores en el sistema son:

- a.** Errores de reloj de los satélites y receptores
- b.** Errores en la órbita de los satélites
- c.** Error troposférico: la troposfera es la zona más baja de la atmósfera. La presencia en esta capa de átomos neutros y moléculas afecta la propagación de las señales electromagnéticas. Este error puede alcanzar los tres metros.
- e.** Error Ionosférico: La Ionosfera es aquella región de la atmósfera comprendida entre 60 y 900 Km de altitud, donde las radiaciones solares y otras radiaciones ionizan una porción de las moléculas gaseosas liberando electrones, que interfieren en la propagación de ondas de radio. Esta alteración consiste en un retraso de la señal (se miden pseudodistancias más largas), y en un adelantamiento de la fase de la portadora (error negativo en la medida con fase).

El error es proporcional a la densidad de electrones (TEC) y varía de acuerdo a la posición del observador y al momento de la observación, ya que influyen factores como la ionización solar, la hora del día, la

actividad magnética y la dirección de la señal, entre otros. Por esta razón es que los modelos que se puedan aplicar son solamente una aproximación que permiten estimar el error que se pueda cometer.

f. Error de Multitrayectoria: La multitrayectoria es la recepción de una señal satelital reflejada suplantando una señal directa. Afecta tanto las mediciones con código como las realizadas con fase, siendo mayor el efecto sobre las primeras.

h. Errores voluntarios: aquí se encuentran la disponibilidad selectiva (SA) y el anti spoofing (AS). El primero consiste en una degradación de las efemérides transmitidas y el error del reloj del satélite, y el segundo en la encriptación del Código P. Ambos se producen por decisión unilateral del gobierno de los Estados Unidos y provocan una degradación de la precisión.

La siguiente tabla es un resumen de los errores que se pueden encontrar en la medición con GPS.

ELEMENTO	FUENTE DE ERROR
Satélite	Errores en el oscilador Errores o variaciones en los parámetros orbitales
Propagación de la señal	Refracción ionosférica Refracción troposférica S/A. Disponibilidad Selectiva Pérdidas de ciclos Multipath. Ondas reflejadas
Receptor2	Errores en el oscilador Error en las coordenadas del punto de referencia Error en el estacionamiento Error en la manipulación del equipo Variación y desfase del centro de la antena

MÉTODOS TOPOGRÁFICOS TRADICIONALES

-Medición electrónica de distancias

Los instrumentos de medición de distancia mediante el uso de ondas electromagnéticas (EDM) operan de dos maneras diferentes:

- Medidas de fase

- Medidas de impulsos

La Estación Total utiliza el primer método.

Este se basa en la teoría de la propagación de las ondas electromagnéticas, las cuales se propagan usando la teoría del seno, con la velocidad igual a la de la luz en el aire (c_{air}).

Estos equipos están compuestos por tres partes: el transmisor, el receptor y el reflector.

Los dos primeros están juntos en la estación, mientras que el reflector o prisma está separado y se coloca en el punto que quiere ser levantado. El transmisor produce una señal en una frecuencia previamente establecida; el reflector refleja la señal, que se recibe en un discriminador de fase capaz de determinar la diferencia de fase entre las señales transmitidas y las recibidas, con un orden de precisión de una centésima de radian.

Debido a que la señal ha cubierto la distancia entre los dos puntos dos veces, de ida y de vuelta, esta doble distancia podría ser calculada si fuera posible determinar el número de ciclos completos que han pasado entre la emisión y la recepción de la señal. Siendo incapaz de determinar este número de ciclos enteros (que se llama ambigüedad) la medición de distancia electromagnética de fase, usa diferentes técnicas para levantar esta ambigüedad.

En la actualidad existen equipos que prescinden del reflector, utilizando un rayo laser visible.

-Medición electrónica de ángulos

La Estación Total combina la medición electrónica de distancias con la medición electrónica de ángulos, permitiendo integrar estos datos y trabajar con las diferentes medidas indirectas surgidas de estas dos variables.

Para la medición electrónica de ángulos se utilizan limbos de cristal codificados, que permiten a un sensor convertir valores analógicos en digitales. En el limbo las escalas están grabadas con trazos opacos y transparentes, que son los signos de codificación.

Existen dos sistemas diferentes de lectura:

1. el sistema incremental
2. el sistema absoluto

El sistema incremental no tiene valores grabados en su superficie, sino que el valor del ángulo se obtiene mediante la variación de una magnitud que puede ser medida electrónicamente, mediante la diferencia de fase o la cantidad de ciclos de intensidad luminosa.

En el sistema absoluto se utiliza un limbo que lleva grabado un origen, o en algunos casos, tiene grabado directamente un código con el valor.

Las Estaciones Totales y Teodolitos Electrónicos, en su mayoría, utilizan el primer sistema.

-Métodos de medición con Estación Total

La Estación Total permite una serie de métodos topográficos de levantamiento de datos.

Estos son:

- polares
- trilateración
- intersección directa
- intersección inversa
- poligonales

Polares: es un método basado exclusivamente en la medición de un ángulo y una distancia, a partir de un punto con coordenadas conocidas, resultando las coordenadas del punto a levantar.

Trilateración: es un método basado exclusivamente en la medición de distancias, y su empleo se ha extendido debido a la utilización de distanciómetros electrónicos. Consiste en la medición precisa de los tres lados de un triángulo, para luego calcular indirectamente las demás incógnitas.

Intersección directa: es un método que aprovecha la buena precisión angular del instrumento, y permite el levantamiento de puntos inaccesibles.

El procedimiento de campo consta de dos partes básicas: la medición de ángulos horizontales desde dos estaciones diferentes a un mismo punto, y la

medición de la distancia entre dichas estaciones. A partir de estos datos se resuelve el triángulo y se obtienen las coordenadas del tercer punto.

Intersección inversa: a partir de la medición de distancias a tres o más puntos con coordenadas conocidas, se pueden obtener las coordenadas de un punto cualquiera desde donde se realizan las mediciones.

Poligonales: Método utilizado para la implantación de puntos de coordenadas conocidas que forman una red de apoyo desde la cual se pueden realizar otras radiaciones.

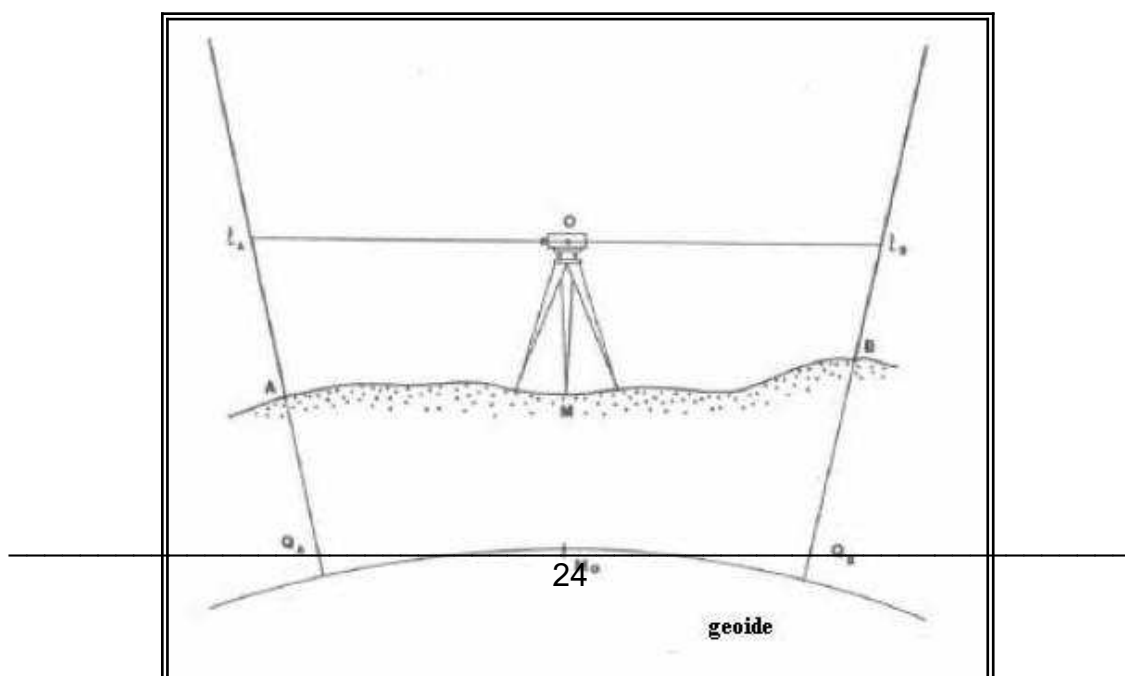
Existen poligonales cerradas, abiertas y enmarcadas.

-Nivelación Geométrica

La Nivelación Geométrica es un método que permite medir la diferencia de las alturas entre dos o más puntos. Para distancias reducidas estas alturas se pueden considerar muy similares a las alturas ortométricas.

El principio de la nivelación geométrica es el siguiente: consideramos dos puntos A y B ubicados a corta distancia. Se colocan en cada punto una mira en posición vertical y en el punto medio de A y de B el nivel, con su eje de colimación horizontal.

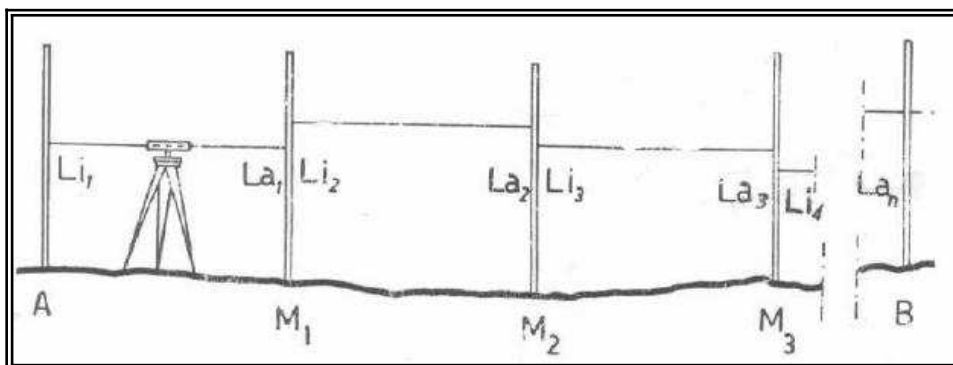
Realizando las lecturas en A y B, obtengo el desnivel entre ambos puntos.



Las distancias entre nivel y miras deben ser cortas para eliminar el efecto de la curvatura terrestre, y el nivel se debe colocar a la misma distancia de ambas miras para eliminar el efecto del error por la refracción.

Para poder determinar una diferencia de niveles entre puntos ubicados a grandes distancias o donde se hace imposible hallar directamente el desnivel, es necesario realizar una nivelación compuesta.

Para ello, se divide el recorrido total en una serie de tramos cortos, donde se puede realizar el procedimiento descrito anteriormente.



Partiendo del punto A y acumulando los desniveles de los tramos intermedios, se puede calcular el desnivel total entre A y B, restando la sumatoria de las lecturas atrás (Li) menos la sumatoria de las lecturas adelante (La):

$$N_A - N_B = \sum (L_i - L_a)$$

PROYECCIONES CARTOGRÁFICAS

Una proyección cartográfica es la correspondencia matemática biunívoca entre los puntos localizados en la superficie de una esfera, elipsoide

u otro cuerpo geométrico de referencia y sus transformados en un plano de proyección.

Una proyección cartográfica siempre introducirá algún tipo de deformación en las longitudes, áreas, ángulos o acimuts que se determinan a través de ella. Debido a esto, la elección de la proyección mediante la cual se representará la superficie de la Tierra debe realizarse priorizando la o las características geométricas que se deseen mantener para el trabajo.

Se llama Módulo de Deformación a la relación existente entre los elementos diferenciales calculados en el elipsoide y sus correspondientes en el plano.

El Módulo de deformación lineal corresponde a la relación entre una unidad diferencial calculada en el plano y su homólogo en el elipsoide.

Se expresa como:

$$L = dl_1 / dl$$

Si este valor “L” es igual a la unidad se tratará de una proyección automecica o equidistante en la que no existirá diferencia en una distancia medida en el plano y su correspondiente en el elipsoide.

El Módulo de deformación angular es la diferencia existente entre el ángulo que forman dos elementos lineales diferenciales en el elipsoide, y el que forman sus homólogos en el plano.

El Módulo de deformación angular se expresa como:

$$A = \theta_1 - \theta$$

Las proyecciones en que $A = 0$ se denominan proyecciones conformes.

Por último tenemos el Módulo de deformación superficial, que es la razón entre la superficie de un cuadrilátero diferencial calculado sobre el elipsoide y su imagen en el plano.

Se expresa como:

$$S = dS_1 / dS$$

Cuando $S = 1$ se trata de una proyección Equivalente

Clasificación de las Proyecciones Cartográficas

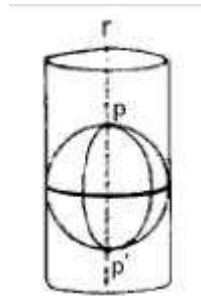
-Proyecciones Cilíndricas

En las Proyecciones Cilíndricas se considera un cilindro tangente a la Tierra. Proyectando los puntos sobre el cilindro y desarrollando éste, se obtiene un plano.

Dependiendo de la posición del cilindro tenemos diferentes variantes de la proyección.

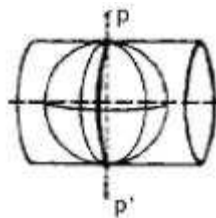
-Proyecciones Cilíndricas Directas:

El cilindro es tangente o secante en el Ecuador. Los paralelos y meridianos son líneas perpendiculares entre sí, y la escala en el Ecuador es real.



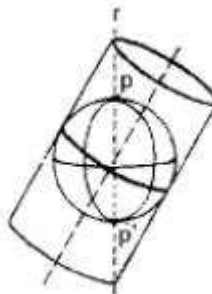
-Proyecciones Cilíndricas Transversas:

En este caso el cilindro tangente a la Tierra es girado 90° , por lo que en lugar de ser tangente en el Ecuador, lo es en el meridiano central.



-Proyecciones Cilíndricas Oblicuas:

En estas proyecciones el cilindro es rotado respecto a la posición clásica (tangente al Ecuador).



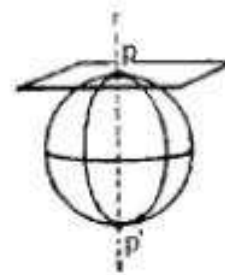
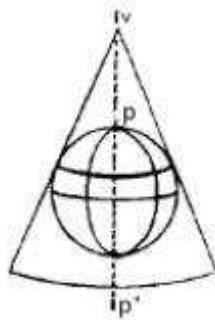
-Proyecciones Cónicas y Planas:

En las proyecciones Cónicas, la proyección se realiza sobre un cono tangente o secante a la Tierra. No son muy utilizadas debido a que la zona de proyección con poca deformación es relativamente pequeña.

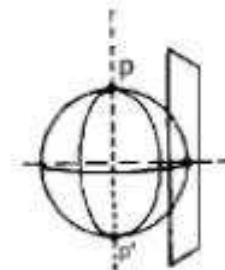
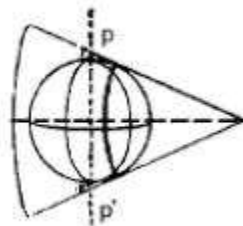
En las proyecciones Planas o Acimutales, se coloca un plano tangente al globo y se tiene un vértice de proyección, que puede ser cualquier punto de la esfera.

Al igual que en las Cilíndricas, tanto en las Proyecciones Cónicas como en las Planas se tienen tres diferentes tipos:

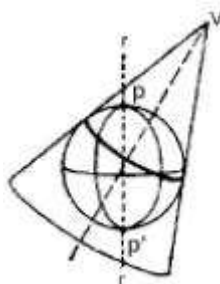
Directas:



Trasversas:



Oblicuas:



-Proyección Transversal de Mercator:

Es la proyección mas aplicada y la que será utilizada en este trabajo. Fue creada entre 1511 y 1513 por Mercator con fines náuticos, en 1782 fue mejorada por Lambert, quien colocó el cilindro en forma transversal (perpendicular al eje del mundo). Fue desarrollada matemáticamente por Gauss en el año 1822, y finalmente publicada y referida al elipsoide por Krugger, en 1912.

Los meridianos y paralelos no son proyectados como rectas, sino como curvas complejas, salvo el Ecuador y el Meridiano central.

Esta proyección es conforme, es decir que mantiene los ángulos.

En los últimos años se ha adoptado internacionalmente la Proyección Universal Transversal Mercator (UTM).

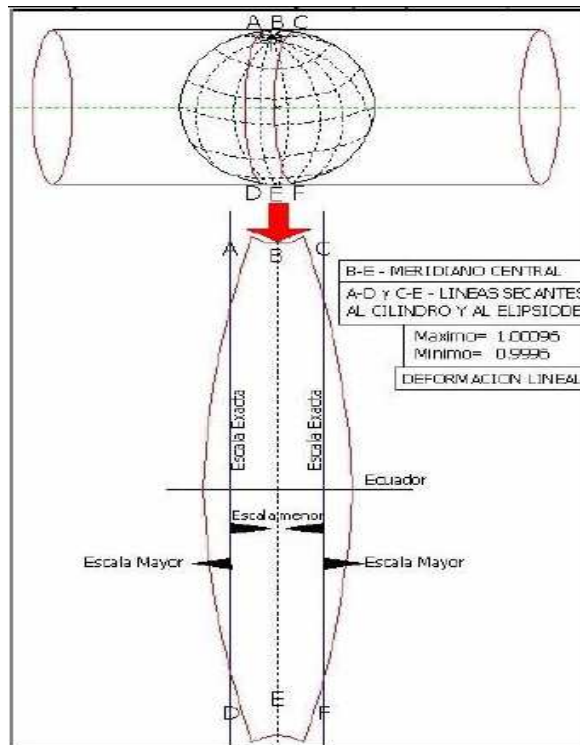
En esta proyección se considera la Tierra como un elipsoide de revolución, secante a un cilindro cuyo eje está situado en el plano del Ecuador. Actualmente el elipsoide utilizado es el WGS84.

La solución analítica aquí utilizada tiene validez para todo el mundo, empleándose husos de 6° de longitud, y utilizando las mismas fórmulas para cualquiera de ellos.

Se adopta para cada huso un meridiano central, que será representado en la proyección por una línea recta donde el módulo de deformación sobre éste será de 0.9996, con una deformación mínima a 1° 30' aproximadamente a unos 180km a cada lado de este meridiano central, la deformación que tiene a los 3° será de 1.00096 (valores en el ecuador).

$$K = K_0 \left(1 + \frac{\lambda^2}{2} * \cos^2 \Phi \right) \text{ Ecuación reducida.}$$

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{K_1} + \frac{4}{K_m} + \frac{1}{K_2} \right) \text{ Modulo de deformación (Aproximación).}$$



En el Uruguay para el meridiano central zona 21 sur ($\lambda=57^{\circ}W$), que pasa por el pueblo de Ecilda Paullier, San José, el factor de escala es $k_0=0.9996$, y el factor de escala mínimo se ubica a la altura de Punta Ballena, Maldonado. Estas ubicaciones serian para la latitud aproximada de nuestro trabajo.

La zona de trabajo está ubicada a 120km del meridiano central y 60km del factor $k=1$. Los cálculos realizados para la determinación de **k** nos dan que para la estación N°1 $k_1=0.9997713$ y para la estación N°2 el valor es $k_2=0.9998013$, lo que implica que la deformación total por la proyección para los 10km seria -2.14 metros.-

PREANÁLISIS

Para poder analizar la relación entre la medición con Estación Total y GPS, debemos realizar un estudio previo de los errores que se cometen tanto en uno como en otro, así como los procedimientos más adecuados para minimizar estos errores.

Análisis de errores con Estación Total

En este caso, definimos el Error Total para cada punto (E_{cp}) como la suma cuadrática de los siguientes errores:

- **Error Estación (E_{est}):** es el error que se comete cuando se estaciona el aparato sobre el mojón. Para un mojón de sección circular de 12 mm de diámetro, se tiene:

$$E_{est} = \text{diam} / 6 \rightarrow E_{est} = \mathbf{0.002 \text{ m.}}$$

- **Error distancia (E_d):** es el error intrínseco del distanciómetro, estimado en 2mm + 2 partes por millón.

Para 1000 m:

$$E_d = 0.002 \text{ m.} + 2 \text{ ppm} = 0.002 + 0.002 = 0.004 \text{ m}$$

$$E_d = \mathbf{0.004 \text{ m}}$$

Para 2000 m: $E_d = \mathbf{0.006 \text{ m}}$

Para 3000 m: $E_d = \mathbf{0.008 \text{ m}}$

Para 4000 m: $E_d = \mathbf{0.010 \text{ m}}$

- **Error angular (E_a):** el instrumento que se utilizará tiene una desviación angular de 5"

Para 1000 m:

$$\text{Tg } 5'' = E_a / \text{distancia} \quad E_a = \mathbf{0.022 \text{ m}}$$

Para 2000 m: $E_a = \mathbf{0.043 \text{ m}}$

Para 3000 m: $E_a = \mathbf{0.065 \text{ m}}$

Para 4000 m: $E_a = \mathbf{0.087 \text{ m}}$

- **Error de verticalidad:** aquí distinguimos dos casos. En primer lugar el error cometido en los puntos de Primer Orden, donde se utilizarán bases nivelantes, y por otro lado los puntos de Segundo Orden, que serán levantados con bastón.

El error en los primeros se debe a la precisión en la nivelación de la base y en la puntería con la plomada óptica.

Error al colocar la base: se considera igual al error de estación

$$E_{\text{est}} = \text{diam} / 6 \rightarrow \mathbf{E_{\text{est}} = 0.002 \text{ m}}$$

Error en la nivelación: El error de verticalidad en los puntos de Segundo Orden se debe a la falta de verticalidad del bastón. Considerando una altura de bastón de 2.00 m y la sensibilidad de la burbuja del bastón de 20', tenemos:

en planimetría: $Tg 20' = (E_v) / (\text{Altura de bastón})$

$$\mathbf{E_v = 0.012 \text{ m}}$$

en altimetría el error es despreciable.

- Cálculo de errores por curvatura

• **Error de curvatura:** al trabajar con Estación Total, se considera una proyección sobre un plano tangente en el punto donde se estaciona el instrumento. Al realizar un cambio de estación, se realiza una nueva proyección, pero en otro punto, por lo que las verticales físicas que nos da el instrumento en una y otra estación no son paralelas debido a la curvatura terrestre.

Si bien la vertical física del lugar es referida al geoide, a los efectos del cálculo de los errores, y considerando que en la zona de trabajo el geoide y el elipsoide son casi paralelos y no existen cambios bruscos de ondulación, podemos realizar los cálculos sobre el elipsoide.

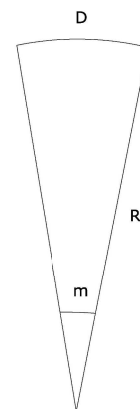
Para el cálculo de este error se comenzó por hallar el valor del radio de la Tierra para nuestra posición geográfica, obteniendo el valor del Radio de Curvatura del Vertical Primario, y el Radio de Curvatura del Paralelo.

$$R = \sqrt{N \cdot M} \quad (\text{Radio medio de Gauss})$$

$$N = a / [1 - e^2 \cdot \sin^2(\phi)]^{1/2} \quad (\text{Radio de curvatura del vertical primario})$$

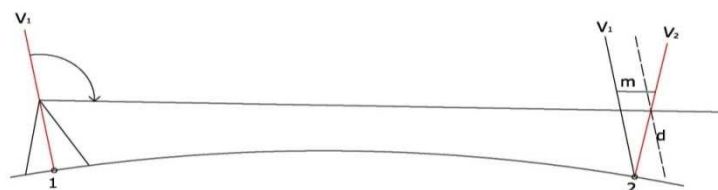
$$M = a \cdot (1 - e^2) / [1 - e^2 \cdot \sin^2(\phi)]^{3/2} \quad (\text{Radio de curvatura del paralelo})$$

$$R_{\text{Montevideo}} = 6.370.704,96 \text{ m}$$



Se tiene entonces que para una distancia de 1000 m, el valor del ángulo m es:

$$m = 0^\circ 0' 32.38''$$



Esto se traduce (como se muestra en la figura) en un error en planimetría (ε), por lo tanto, si se considera un bastón de 1.30 m de altura:

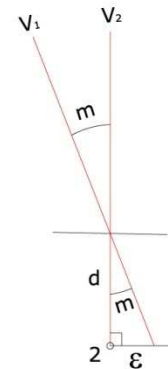
$$h_{\text{bastón}} = d$$

$$d = 1.30 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0002 \text{ m}$$

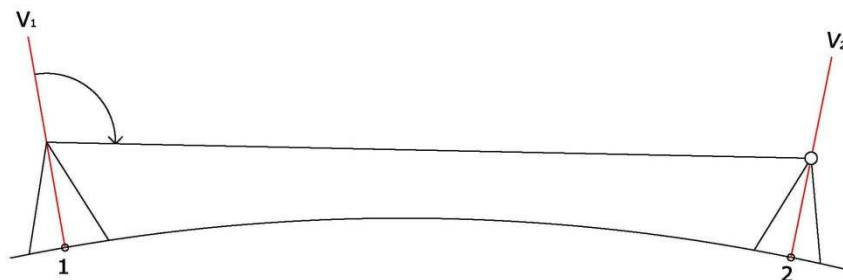
Para:

$$d = 2.00 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0003 \text{ m}$$

$$d = 3.00 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0005 \text{ m}$$



Se debe tener en cuenta que las proyecciones son realizadas sobre el elipsoide, por lo que se debe considerar la altura sobre el mar (o sea sobre el geoide) a la que se está trabajando, ya que para alturas importantes, esto puede acarrear diferencias en las distancias.



- Para una distancia de 5.000 m:
 $m = 0^{\circ} 2' 41.89''$

$$\text{si } d = 2 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0016$$

$$\text{si } d = 3 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0024$$

- Para una distancia de 15.000 m:
 $m = 0^{\circ} 8' 5.66''$

$$\text{si } d = 2 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0047$$

$$\text{si } d = 3 \text{ m} \text{ ---- } \varepsilon = 0.0071$$

Como se puede apreciar, el valor de este error es muy pequeño, ya que se hace considerable para distancias muy grandes, donde no es posible realizar las mediciones con Estación Total.

Se debe aclarar que al medir con Estación Total el error que se comete es debido a la curvatura del geoide. Como el valor de la curvatura no se conoce, tradicionalmente se realiza el cálculo sobre el elipsoide. El geoide puede tener curvatura negativa, por lo que, la aproximación al elipsoide puede arrojar valores muy erróneos.

- Cálculo de errores cometidos por refracción

- **Error cometido por refracción:** este error se debe a la distinta densidad de las capas de aire (distintos índices de refracción) que atraviesa el rayo visual. En general las capas más densas son las más próximas a la Tierra, por lo que la visual se refracta dando lugar a una línea curva cuya convexidad se dirige hacia el cenit.

Los índices de refracción se ven afectados por la presión atmosférica, temperatura y humedad de las capas de aire.

Debido a esto, se comete un error en la altimetría, dado que se observa un punto más bajo que el que realmente se mide, afectando así la lectura del ángulo cenital.

En Uruguay, tradicionalmente se adopta la refracción como el 13% de la curvatura de la Tierra, por lo tanto el error cometido por refracción se calcula:

$$K = 0.13$$

$$R/R' = K$$

$$R' = 49.005.422,77$$

$$\varepsilon = D^2/2 \cdot R'$$

$$\text{Si } D = 1.000 \text{ m} \text{ ---- } E_z = 0.01 \text{ m}$$

En este caso vale la misma aclaración que en el caso del error por curvatura, ya que se puede realizar este cálculo del valor del error trabajando sobre el elipsoide, cuando en realidad estamos midiendo sobre el geoide. La manera de mejorar los resultados es realizando observaciones recíprocas y simultáneas, ya que el valor de K varía

dependiendo de las condiciones atmosféricas, pudiendo variar en pocas horas de manera importante.

- **Error total:** para hallar el valor del error total cometido en la medición con Estación Total, acumulamos los errores antes calculados.

Para un punto de Primer Orden:

$$E_T^2 = E_{est}^2 + E_v^2 + E_d^2 + E_a^2 + (E_{curv})^2$$

Para 1000 m: **$E_T = 0.025$ m**

Para 2000 m: **$E_T = 0.043$ m**

Para 3000 m: **$E_T = 0.068$ m**

Para 4000 m: **$E_T = 0.088$ m**

-Fuentes de error en nivelación trigonométrica

Los errores que se cometen en los levantamientos con Estación Total están determinados por diferentes causas: instrumentales, naturales o personales.

1. Errores instrumentales: son causados por la mala calibración de los instrumentos.
 - 1.1. Niveles de la alidada desajustados.
 - 1.2. Eje de colimación no perpendicular al eje secundario
 - 1.3. Eje principal no perpendicular al eje secundario
 - 1.4. Error índice en el círculo vertical
 - 1.5. Excentricidad de los centros
 - 1.6. Errores por graduación de los círculos
 - 1.7. La directriz del nivel del anteojo no es paralela a la línea de colimación
2. Errores naturales: son los ocasionados por las condiciones ambientales a la hora de la medición.
 - 2.1. Viento
 - 2.2. Cambios de temperatura
 - 2.3. Refracción
 - 2.4. Asentamiento del trípode

3. Errores personales.

Para realizar el preanálisis de nuestro trabajo consideraremos un instrumento bien calibrado, por lo que los errores instrumentales no serán tenidos en cuenta.

Con respecto a los errores naturales, estos se pueden minimizar realizando las mediciones en cortos períodos de tiempo (para que las condiciones sean similares), y en horas del día en que la temperatura, y por consiguiente la refracción, no tengan demasiada incidencia.

Los errores personales son aleatorios, ya que dependen del operario. Para ese caso consideraremos un operario con experiencia que minimice estos errores.

Análisis del error para un caso particular

Para una distancia de 500m:

-Errores en distancia

- Error curvatura y refracción: 0.003m
- Error en distancia:
 - Error intrínseco del aparato: $2\text{mm} + 2\text{ppm} = 0.003\text{m}$
 - Falta de verticalidad del bastón: con el bastón a 2.00m de altura y la sensibilidad de la niveleta de 20', el error es de 0.012m. Este error se elimina con el centrado forzoso.
- Error de estación: trabajando con mojones de 12mm de diámetro:
 - Error estación = $\text{diámetro}/6 = 0.002\text{m}$
 - al trabajar con centrado forzoso acumulo: Error est = 0.002m

Acumulando cuadráticamente:

$$E_d = 0.013\text{m}$$

-Errores en ángulo cenital

- desviación del aparato: 5"
- puntería al centro del prisma: a una distancia de 500 m con un aumento de 30x, el error en visar el centro del prisma es de aproximadamente +/- 0.02m para un prisma de diámetro 0.07 m. Esto resulta en un error en el ángulo de $0^\circ 0' 8.25''$
- errores en el ángulo por mala verticalización del aparato: 1.5" (rango de trabajo de la estación)
- El error de curvatura no influye en el ángulo vertical.

El de refracción si influye porque no estoy visando el punto que estoy midiendo (depende de la distancia)

$$\text{Error total por refracción} = k \cdot D^2 / (2 \cdot R) = 0.0025\text{m}$$

Como ya se aclaró con anterioridad este valor es teórico y puede variar significativamente ya que depende mucho de las condiciones climáticas. Lo que significa un error en el ángulo de 2.5×10^{-3} s (totalmente despreciable). Éste, a diferencia de los demás errores, es un error sistemático que deberá ser restado al valor leído.

Acumulando cuadráticamente:

$$E_{ac} = 9.76''$$

Para el cálculo del desnivel utilizando la nivelación trigonométrica utilizamos la fórmula:

$$\Delta h_{ab} = d * \operatorname{tg}(90 - \alpha) + (1 - k) * d^2 / (2R) + H_i + H_b$$

y propagando llegamos a que el valor del error en la nivelación es de 0.034 m para un punto a 500m de distancia y un ángulo cenital de 88°.

Como ya se mencionó anteriormente realizando mediciones reciprocas y simultaneas se puede eliminar la expresión $(1 - k) * d^2 / (2R)$ correspondiente a la curvatura y la refracción.

CAMPAÑA DE MEDICIÓN

-Objetivo

Realizar la medición con GPS de una red de puntos ubicados a lo largo de un tramo de aproximadamente 10 km, para luego tomar los mismos puntos con Estación Total.

A partir de estas mediciones realizar un estudio de las diferencias encontradas entre ambos métodos, aplicando diferentes proyecciones a los datos GPS y comparando tanto en planimetría como en altimetría.

A partir de esta red de puntos fijos, se tomarán una serie de 4 o 5 puntos intermedios, que serán medidos con GPS y Estación, para intentar de esta manera calcular los valores de la desviación de la vertical en dichos puntos.

Estudiar las coincidencias entre los relevamientos realizados con uno y otro instrumento y en caso de existir diferencias, encontrar los factores que las puedan causar.

Analizar los modelos del geoide existentes para nuestra zona de trabajo.

-Procedimiento de trabajo

Establecer una red de puntos fijos, amojonados, que sirvan de base para la campaña que se quiere realizar.

En el relevamiento vamos a diferenciar los puntos en: Primer Orden y Segundo Orden.

Los puntos de Primer Orden serán relevados con la máxima rigurosidad posible, utilizando bases nivelantes para el prisma y permaneciendo con el receptor GPS una cantidad de épocas suficientes como para que el punto sea levantado con una buena precisión.

Los puntos de Segundo Orden serán relevados con menor exigencia, trabajando con los tiempos y métodos de levantamiento que se utilizan normalmente.

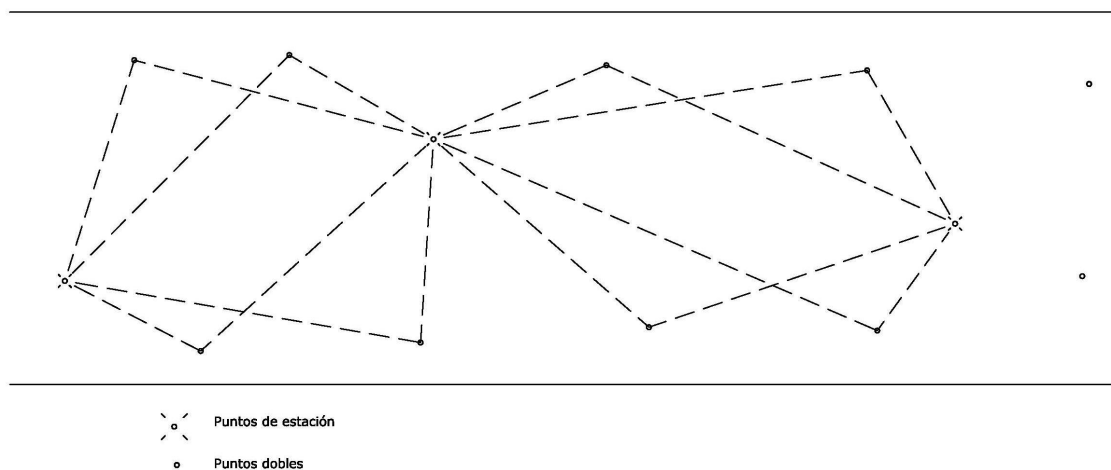
A lo largo del trayecto, se variarán las longitudes entre los puntos, para poder estudiar de qué manera afecta los cambios en las distancias en los errores o diferencias finales.

También buscaremos variar, en la medida que sea posible, el ángulo vertical para poder estudiar si afecta el resultado final y de qué manera.

Esto último lo realizaremos para una distancia ya analizada, de forma de poder discernir a que factor se deben las variaciones, si las hubiese.

Medir además, una serie de puntos que serán tomados también con la Estación Total, pero que no serán puntos de estación.

Realizar la medición con Estación intentando minimizar los errores de operatoria, utilizando bases nivelantes para el prisma en los puntos fijos para reducir los errores.



Los Puntos de Primer Orden serán utilizados como base para la Estación Total. Los Puntos de Segundo Orden serán tomados con ambos instrumentos, pero no serán utilizados como estación.

En un tramo del estudio se tomarán estos puntos intermedios con la precisión de los de Primer Orden para realizar el cálculo de la desviación de la vertical. El número de puntos relevados para este objetivo no será menor de 4, ya que se necesitan como mínimo 3, y es recomendable tener redundancia de datos.

Desde cada estación se intentarán tomar todos los puntos visibles, de modo de tener el mayor volumen de datos posible, teniendo en cuenta que es muy probable que no toda la información relevada sea utilizada en el estudio, pero no dejando lugar a omisiones.

Como se presentó en el informe anterior, el valor del error por curvatura para las distancias con las que se trabajará es muy pequeño, por lo que no será un problema.

El error que si deberemos tener en cuenta es el de refracción, ya que para una distancia de 2.000 m resulta en un valor de 0.05m. Siempre teniendo

en cuenta las consideraciones respecto a estos errores mencionado anteriormente.

Este error será eliminado realizando observaciones simultáneas entre las estaciones (que son puntos alejados), y tomando los puntos dobles a distancias no muy grandes (para una distancia de 500m se produce un error en la altura de 0.003m).

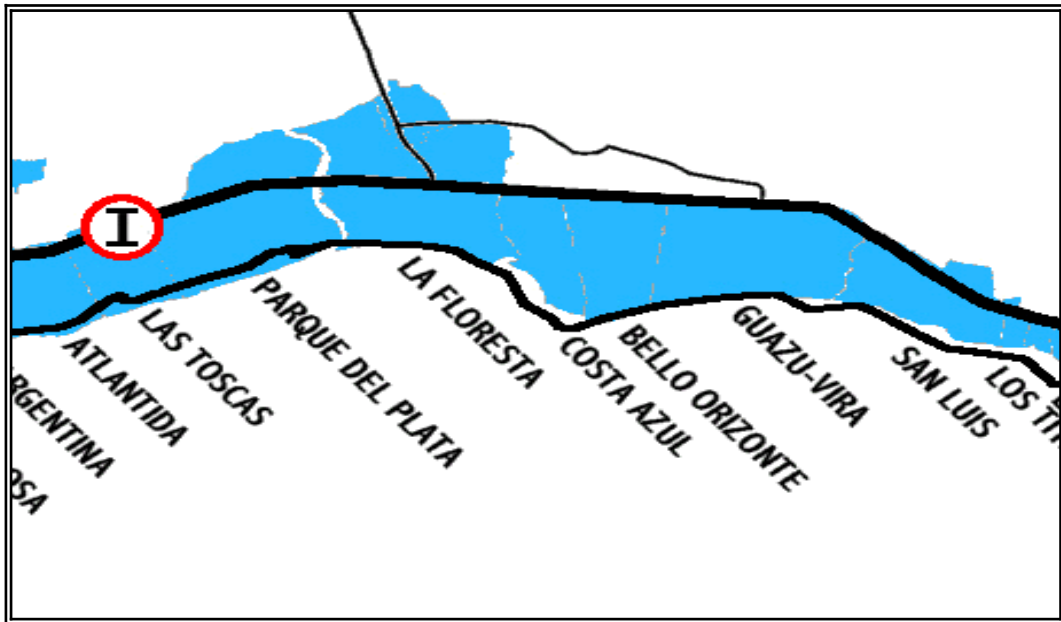
Recorrida de campo previa a la campaña de medición

El trayecto seleccionado para el estudio de campo se eligió de manera tal que la visibilidad fuera buena y que los puntos colocados fueran fáciles de ubicar. También un tema importante era la movilidad entre puntos y la cercanía a Montevideo. Para ello elegimos un sector de la Ruta Interbalnearia a la altura del arroyo Solís Chico en el departamento de Canelones, ya que fue el lugar que nos pareció más adecuado.

El tramo seleccionado cuenta con una longitud total de 10km, teniendo tramos largos con muy buena visibilidad, dado que la ruta es doble vía y cuenta con un cantero central de buen ancho y que no tiene arbustos que dificulten las visuales. Los sectores laterales están bien limpios y transitables, sirviendo para la colocación de los puntos secundarios a relevar.

En el recorrido seleccionado existen pocas curvas y las que hay son de radios grandes por lo que no tendríamos mayores inconvenientes. También podemos decir que la topografía tiene algunos tramos llanos y otros más ondulados, lo que era de nuestro interés para el estudio a realizar.





El trazado comienza en el km. 51 de la ruta Interbalnearia donde se ubica el acceso a Parque del Plata, donde se encuentra una estación de servicio y un cuartel de bomberos.

Km. 0.0 del tramo a estudiar



Vista: Este - Oeste

Km. 0.6

Puente sobre el arroyo Solis Chico

Zona baja

Km. 1.1

Acceso a Las Vegas

Zona baja

Km. 1.7

Alto de buena visibilidad para ambos lados



Vista: Este – Oeste



Vista: Este – Oeste



Vista: Oeste – Este



Vista: Oeste – Este

Km. 2.9

Acceso a la Floresta

Posibilidad de un punto lejano transversal al recorrido

Km. 3.9

Puente sobre arroyo Sarandí
Bajo.

Km. 4.5

Loma con gran Visibilidad

Vista Oeste: hasta km 1.7

Vista Este: hasta km 6.1



Vista: Este – Oeste



Vista: Oeste – Este

Vista: Oeste – Este



Vista: Oeste – Este

Km. 5.0

Acceso Costa Azul.

Bajo no visible desde km 4.5 y km 6.1.

Km 6.1

Acceso Bello Horizonte.

Alto con muy buena visibilidad.

Vista Oeste: hasta km 4.5. Posible vista hasta km 2.1

Vista Este: hasta km 8.4.



Vista: Este – Oeste



Vista: Oeste – Este

Km 6.4

Comienza bajo. Bañado

Km 7.4

Pequeño bajo no visible desde km 8.4

Km 7.7

Termina bañado

Km 8.4

Cima de pequeña loma.

Vista Oeste: hasta km 6.1.

Vista Este: hasta km 10 (final del tramo de estudio).



Vista de la loma



Vista: Este – Oeste



Vista: Oeste – Este

Km 9.1

Acceso Guazuvirá.

Km 10.0

Km 61 de la Ruta Interbalnearia.

Fin del tramo de estudio.

Curva pronunciada.

Torre de Bomberos



Vista: Este – Oeste



Vista: Este – Oeste



Vista: Oeste – Este

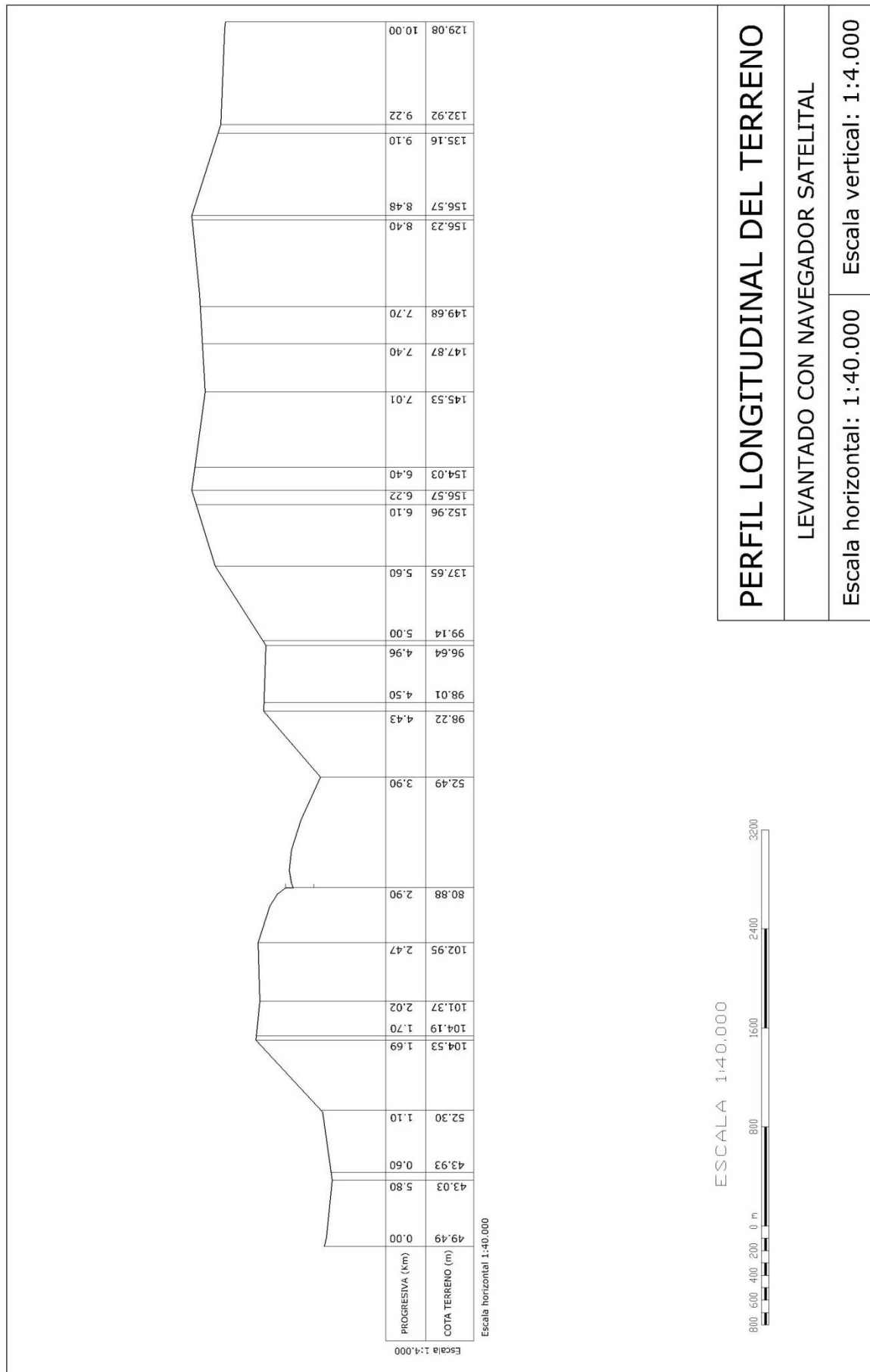


Vista: Oeste – Este

PERFIL LONGITUDINAL DEL TRAMO DE ESTUDIO

Se presenta un perfil del terreno tomado con un Navegador Satelital.

Es un perfil que no tiene mucha precisión, pero que sirve para tener una idea de la altimetría del lugar, ya que en la visita se pueden apreciar las lomas y cambios de pendientes, pero resulta difícil tener una idea acabada de las diferencias de alturas existentes.



Los datos recabados permitieron tener una primera aproximación de la ubicación de las estaciones y puntos a tomar, pudiendo variar las distancias entre estaciones como era deseado, teniendo certeza de que estas estarían bien ubicadas y serían intervisibles al menos con la anterior y la siguiente.

OSERVACIONES	PROGRESIVA	ESTACIONADO	VEO ADEL	VEO ATRÁS	DISTANCIA (m)
INICIO KM 51	0	E1	E2		1700
SALIDA CURVA/ PETROBRAS	1700	E2		E1	1700
			E3		1200
			E4		2800
			E5		4400
ENTRADA FLORESTA	2900	E3		E2	1200
			E4		1600
			E5		3200
PTO MEDIA LOMA	4500	E4		E2	2800
				E3	1600
			E5		
LOMA - ACCES BELLO HOR	6100	E5		E2	4400
				E3	3200
				E4	1600
PUNTOS MEDIOS LARGOS	7250		1 2 3 4 5		1150
			E6		2300
PEQUÑA LOMA	8400	E6		E5	2300
				1 2 3 4 5	1150
			E7		1600
PUNTOS MEDIOS CORTOS	9200		6 7 8 9 10		800
FIN KM 61	10000	E7		E6	1600
				6 7 8 9 10	800

PROCEDIMIENTO DE TRABAJO

Debido a la cantidad de puntos que se iban a tomar, y dado que se iban a repetir mediciones de los mismos puntos desde diferentes estaciones y de diferentes formas (con base nivelante con láser infra rojo y con láser visible, y con bastón e infra rojo), se tomó el siguiente criterio para nombrar los puntos: en primer lugar el nombre de la estación desde la que se tomaba el punto, luego, separado por un guión bajo, el nombre del punto tomado, y por último el número 1, 2 o 3, si era Base nivelante con láser visible, Base con Infra rojo o bastón con Infra rojo.

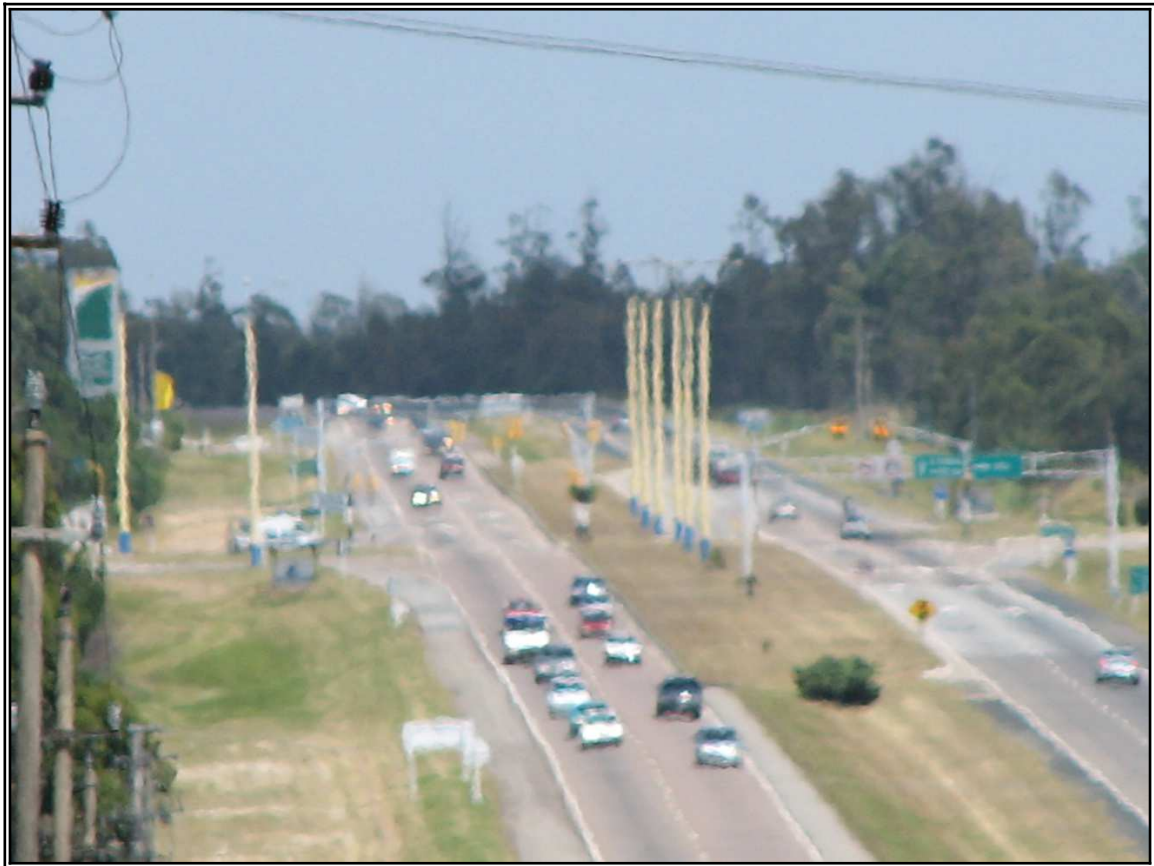
Por ejemplo: la estación E7 tomada desde la estación E8 con base nivelante y láser visible, correspondería al punto E8_E7_1.

Por otro lado en el descriptor de la estación se colocaba BN (base nivelante), B (bastón) y 1, 2 o 3 dependiendo de la calidad de la medición debido a las condiciones de visibilidad, siendo 1 calidad buena.

Para el caso de la medición con GPS, la nomenclatura de los puntos era: en primer lugar GPS, en segundo lugar el nombre del punto, y por último 1, 2 o 3, correspondiendo esto a si era tomado con Bastón, Base Nivelante y programado por precisión, Base nivelante y ocupando el punto durante 50 épocas.

Además se confeccionaron unas planillas, donde en cada punto se realizaba un croquis de balizamiento y se anotaba el tipo de medición y las observaciones correspondientes.

En la primer ida a campo para medir surgió un inconveniente que no estaba previsto: luego de estacionar la Estación Total en E8 para comenzar a medir (se empezó por el último punto por un tema de comodidad en el traslado), al visar la estación E7 que está ubicada a unos 800 m, fue imposible ver con claridad para poder realizar una buena puntería. El efecto de la reverberación hizo que la calidad de las mediciones no fuera confiable, y como este estudio se basa en mediciones de alta precisión, decidimos no efectuar medidas en esas condiciones.



En la foto se puede apreciar claramente el efecto de la reverberación. Ésta fue tomada desde la estación E4 hacia las estaciones E3 y E2, ubicadas junto a los semáforos y próxima a la curva, respectivamente. La distancia entre E3 y E4 es de 1.600m, y como queda claro en la foto, era imposible poder tomar esos puntos con buena precisión.

En este primer día comenzamos a trabajar aproximadamente a las 9:00 hs. en el mes de Diciembre, por lo que decidimos en esa oportunidad elegir todas las estaciones, amojonarlas, balizarlas y tomarlas con el Navegador GPS para tener una referencia, y volver otro día para comenzar a trabajar más temprano, para así evitar el efecto del sol.

Se colocaron ocho estaciones, ubicadas a las distancias aproximadas que se habían elegido, con buena visibilidad y con la utilización de jalones nos aseguramos que fueran intervisibles.

Los mojoneros colocados tenían un diámetro aproximado de 25mm, y para tener mayor precisión se le colocaba un punto blanco con Corrector Líquido al centro.



En el segundo día de medición salimos con los dos equipos, GPS y Estación Total, para poder de esta manera trabajar con la Estación temprano en la mañana, y cuando se empezara a distorsionar la visibilidad, trabajar con el GPS.

Comenzamos las mediciones con la Estación a las 7:40 (según dice el reporte), pero solamente tomamos dos puntos y la visibilidad ya no era buena, por lo que decidimos tomar en ese día todos los puntos con el GPS.

Para esto colocamos la base en la estación E8 e hicimos un posicionamiento de 25 minutos antes de comenzar a medir. Luego tomamos todas las estaciones utilizando, como ya se dijo antes, Base nivelante y Bastón, ocupando hasta que la precisión fuera de 1 cm (ocupando una o dos épocas) y durante 50 épocas (aproximadamente 1 minuto 40).

Todos los puntos fueron tomados con tiempo real.



En el tercer día de medición se pudo completar el trayecto con Estación Total.

A primera hora del día estábamos en el lugar, pero la lluvia no nos permitió comenzar a trabajar hasta que fueron las 7:45 hs. De todas formas el clima ayudó, ya que nos permitió trabajar con buena visibilidad durante todo el día porque se mantuvo nublado y la temperatura no fue alta. De todas maneras a medida que transcurrió el día la visión comenzó a distorsionarse, haciendo difícil una buena puntería tanto en horizontal como en vertical para los puntos lejanos.



Se trabajó de la siguiente forma:

- para realizar la puntería se colocaba en el punto un jalón aplomado con niveleta
- luego de fijar el ángulo horizontal, se colocaba la Base nivelante
- para ayudar a fijar el ángulo vertical se colocaba un jalón horizontal a la altura del centro del prisma
- se tomaba el punto con láser visible y luego con láser infra rojo
- por último se tomaba el punto con láser infra rojo y bastón

De esta manera se tomaron todas las estaciones con la mejor calidad posible, tomando desde cada una todas las que se podían ver hacia adelante y hacia atrás, para tener más elementos para analizar los resultados.



Para tener un cierre en las mediciones realizadas con GPS se hizo una segunda salida, donde se colocó la base en la Estación 1 y nuevamente se realizó un posicionamiento de 25 minutos. Luego se midieron las demás estaciones con la misma metodología que en la primer salida.

De esta manera podemos comparar dos relevamientos con la misma metodología en diferentes épocas y diferentes bases, teniendo así una comprobación de las mediciones de GPS, y pudiendo detectar posibles errores o equivocaciones cometidas (por ejemplo multicamino).

En un primer análisis de los datos recabados con Estación Total y GPS, surgieron algunas diferencias importantes en altimetría, no así en planimetría, lo que nos motivo a realizar una nivelación geométrica. De esta forma se obtendrán las diferencias de cotas entre las estaciones. Además esto nos permite realizar un análisis de la ondulación del geoide en dicha zona, ya que se podrán comparar las cotas obtenidas con GPS y Nivel.

-Nivelación Geométrica:

Para realizar la nivelación se utilizó el método de nivelación doble simultánea. Dicho método consiste en efectuar las lecturas atrás y adelante correspondientes a cada tramo, desde 2 estaciones diferentes sin mover las miras, hasta llegar al punto final.

Este método sería equivalente a efectuar simultáneamente una nivelación de ida y vuelta.

El motivo de la elección del método fue la velocidad de trabajo, la precisión y además evitar recorrer el trayecto de ida y de vuelta. Una desventaja del método es que se hace necesario 4 técnicos y no 2 o 3 como en una nivelación ida y vuelta.



Comenzamos la nivelación desde la estación N°1 donde los niveles se colocaban a la distancia media para eliminar errores de refracción, curvatura y del plano de colimación de los instrumentos. Todos los instrumentos fueron chequeados por el Método Ingles, y las miras eran de buena calidad e iguales entre sí. El aplome de las miras fue realizado con niveletas, y para el transporte de las cotas se utilizaron galápagos de metal.



Para tener una buena apreciación en las lecturas y poder estimar al milímetro la distancia que determinamos entre estación y mira fue de 80 pasos (aprox. 70 m).

En cada tramo se realizaba un chequeo de las diferencias de cotas entre los 2 niveles. La tolerancia prefijada para la diferencia entre los niveles era de 2 mm, por lo tanto, se procedía al siguiente tramo si dicha diferencia era inferior o igual a 2mm. Si la diferencia era mayor se revisaban las lecturas y en última instancia se volvían a estacionar los niveles repitiendo el procedimiento.

PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE CAMPO

El proceso de los datos de campo se puede dividir en varias etapas. Por un lado el estudio de los datos levantados con GPS, analizando las diferencias existentes entre los diferentes métodos utilizados. Por otro lado las diferencias entre los levantamientos realizados con Estación, y por último el estudio de los datos de ambos instrumentos combinados. A esto se le agregó luego el análisis de los datos de la nivelación geométrica realizada.

Para analizar los datos de GPS entre si se estudiaron las diferencias existentes entre: los levantamientos realizados con Bastón, Base Nivelante Ocupando y Base Nivelante 50 Épocas para cada salida, independientemente de la otra, confeccionando planillas que muestran estas diferencias y el promedio de sus valores absolutos.

Por otra parte se unieron con el programa Leica Geo Office los datos de las dos salidas en un solo proyecto, llevando a coincidir las coordenadas de la Estación 8 de la primer salida con su correspondiente de la segunda salida para 50 posiciones.

De esta manera se compatibilizaron ambas misiones, ya que en las dos las coordenadas de la base estaban navegadas, existiendo diferencias importantes.

Propiedades del punto

General | Estocásticas | Datos temáticos

Id de Pto: E8 ☒ Activado

Clase de punto: Referencia

Subclase de punto: Sólo código

Tipo de Coord.: Geodésicas ☒ WGS84 ☐ Local

Formato de coord.: Latitud, Longitud, Altura

Tipo de altura: ☒ Elipsoidal ☐ Ortométrica

Latitud: 34° 45' 15.52224'' S Desviación estándar: 0.0 m

Longitud: 55° 36' 1.73310'' W Desviación estándar: 0.0 m

Altura: 37.0045 m Desviación estándar: 0.0 m

57 Aceptar Cancelar Aplicar

Luego se realizaron proyecciones Mercator Trasversas, haciendo pasar el meridiano de contacto con los puntos extremos (Estaciones 1 y 8) y con un punto medio (Estación 5). También se hizo una proyección UTM con el huso 21, que corresponde al Uruguay.

Con estos datos se realizaron las comparaciones de los vectores planos resultantes, comparando los vectores E1-E8 y E1-E5, con las distintas proyecciones, así como con Estación Total.

Proyección propiedades

General

Nombre: SALIDA 2 (E8)

Tipo: TM

Falso Este: 12000.0 m

Falso Norte: 12000.0 m

Latitud de origen: 34° 45' 15.52224" S

Meridiano central: 55° 36' 1.73310" W

Ancho de Zona: 3° 0' 0.0"

Factor de escala en el origen: 1.0

Última modificación: 03/19/2008 15:18:13

Aceptar Cancelar

Para analizar los datos de la nivelación y compararlos tanto con GPS como con Estación, fijamos la cota de la Estación 1 y a partir de ahí calculamos las cotas de las demás estaciones, previo cálculo de los desniveles entre ellas. Se analizaron así las diferencias entre las cotas resultantes de la nivelación geométrica, de la medición con GPS sin modelo geoidal y con el modelo del Servicio Geográfico Militar (URUGEOIDE-2007) y el modelo EGM 96, y de la medición con Estación Total.

Al comparar los datos de GPS y Nivel surgió una diferencia de aproximadamente 0.30 m en la cota de la Estación 4, que no concordaba con las diferencias existentes en las demás Estaciones.

Esto motivó que se realizara nuevamente la nivelación del tramo comprendido entre las Estaciones 3 y 4, que era donde aparecía el error.

Luego de realizar nuevamente el recorrido de ida y de vuelta se corrigió el error, que suponemos ocurrió debido a que estaba un tramo de una de las miras mal estirado.

Con este error corregido, se confeccionaron las planillas correspondientes con la comparación y presentación de los resultados.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos.

Estos resultados se analizarán en primera instancia por instrumento, y en particular por método de medición utilizado en cada uno. Por ejemplo en la Estación Total se compararán los datos obtenidos de medir con Bastón, Base Nivelante con Infra rojo y Láser visible.

Luego se procederá a la comparación entre los distintos instrumentos, analizando por un lado la planimetría y por otro la altimetría.

Todas las tablas y resultados serán expresados en metros.

Las tablas completas serán presentadas en el Anexo.

-Comparación de Estación Total

Se presentan los resultados de comparar las tres mediciones realizadas con Estación Total:

	Laser Visible_BN - Infra Rojo_BN			Infra Rojo_BN - Infra Rojo_Bastón		
PUNTO	DX	DY	DH	DX	DY	DH
E7	0.001	0.003	0.000	0.010	0.003	0.109
E6	0.002	0.003	0.014	0.008	0.005	0.013
E5	0.001	0.005	0.011	0.002	0.002	0.000
E4	0.003	0.003	0.007	0.001	0.004	0.021
E3	0.001	0.001	0.023	0.010	0.005	0.018
E2	0.001	0.001	0.034	0.005	0.003	0.002
E1	0.002	0.003	0.002	0.005	0.001	0.079
PROMEDIO	0.002	0.003	0.013	0.006	0.003	0.035

Tabla N° 1

Como se puede ver en la tabla, las diferencias que resultan son muy pequeñas en planimetría, siendo un poco mayores en altimetría.

Para obtener las cotas se realizó el promedio de las lecturas atrás y adelante para estaciones consecutivas.

Tabla N° 2

COTAS DE ESTACION TOTAL					
PUNTO	Δ COTA	DISTANCIA	Δ COTA PROM.	Δ COTA	PUNTO
				10.000	E1
E1-E2	13.926	1660	14.052		
E2-E1	14.177			24.052	E2
E2-E3	-7.035	1243	-6.743		
E3-E2	-6.451			17.309	E3
E3-E4	7.022	1518	7.022		
				24.331	E4
E3-E5	22.500	2762	22.605		
E5-E3	22.709			39.913	E5
E5-E4	-15.624	1563	-15.624		
				24.289	E4
E5-E6	-5.908	2354	-5.761		
E6-E5	-5.614			34.152	E6
E6-E7	-6.118	660	-6.092		
E7-E6	-6.065			28.061	E7
E7-E8	-3.113	957	-3.059		
E8-E7	-3.005			25.002	E8

Aquí se pueden apreciar claramente las diferencias que existen en las cotas, que pensamos se deben en gran medida al efecto de la reverberación que no permitía una buena visión (refracción atmosférica).

Debido a esto se optó por promediar, ya que no se encontró ninguna equivocación al medir.

-Comparación de mediciones con GPS

Se presentan a continuación los resultados obtenidos en ambas salidas, comparando los distintos métodos de trabajo entre sí, y comparando las dos salidas entre ellas.

SALIDA 1						
COMPARACION BASTON-BASE NIVELANTE (OCUPANDO)						
PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas
GPS E1 1	2074.565	12448.274	35.208	0.023	0.014	BASTON OCUPANDO
GPS E1 2	2074.561	12448.271	35.218	0.03	0.019	BN OC
Diferencia	0.004	0.003	0.01			
GPS E2 1	3726.488	12607.185	49.219	0.014	0.007	BASTON OCUPANDO
GPS E2 2	3726.475	12607.186	49.232	0.012	0.007	BN OC
Diferencia	0.013	0.001	0.013			
GPS E3 1	4966.416	12509.157	42.457	0.018	0.008	BASTON OCUPANDO
GPS E3 2	4966.414	12509.148	42.442	0.018	0.008	BN OC
Diferencia	0.002	0.009	0.015			
GPS E4 1	6478.703	12372.633	49.467	0.012	0.006	BASTON OCUPANDO
GPS E4 2	6478.72	12372.624	49.482	0.015	0.007	BN OC
Diferencia	0.017	0.009	0.015			
GPS E5 1	8040.959	12310.759	65.079	0.015	0.008	BASTON OCUPANDO
GPS E5 2	8040.977	12310.761	65.079	0.015	0.008	BN OC
Diferencia	0.018	0.002	0			
GPS E6 1	10386.728	12109.86	59.251	0.018	0.018	BASTON OCUPANDO
GPS E6 2	10386.73	12109.858	59.221	0.017	0.011	BN OC
Diferencia	0.002	0.002	0.03			
GPS E7 1	11045.169	12062.368	53.14	0.012	0.011	BASTON OCUPANDO
GPS E7 2	11045.182	12062.359	53.139	0.012	0.011	BN OC
Diferencia	0.013	0.009	0.001			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.010	0.005	0.012

Tabla N° 3

SALIDA 1						
COMPARACION BASE NIVELANTE (OCUPANDO)-BASE NIVELANTE (50 EPOCAS)						
PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas
GPS E1 2	2074.561	12448.271	35.218	0.03	0.019	BN OCUPANDO
GPS E1 3	2074.56	12448.272	35.224	0.02	0.012	BN 50P
Diferencia	0.001	0.001	0.006			
GPS E2 2	3726.475	12607.186	49.232	0.012	0.007	BN OCUPANDO
GPS E2 3	3726.475	12607.194	49.247	0.014	0.007	BN 50P
Diferencia	0	0.008	0.015			
GPS E3 2	4966.414	12509.148	42.442	0.018	0.008	BN OCUPANDO
GPS E3 3	4966.42	12509.137	42.429	0.014	0.007	BN 50P
Diferencia	0.006	0.011	0.013			
GPS E4 2	6478.72	12372.624	49.482	0.015	0.007	BN OCUPANDO
GPS E4 3	6478.712	12372.619	49.48	0.013	0.006	BN 50P
Diferencia	0.008	0.005	0.002			
GPS E5 2	8040.977	12310.761	65.079	0.015	0.008	BN OCUPANDO
GPS E5 3	8040.979	12310.767	65.07	0.012	0.007	BN 50P
Diferencia	0.002	0.006	0.009			
GPS E6 2	10386.73	12109.858	59.221	0.017	0.011	BN OCUPANDO
GPS E6 3	10386.736	12109.864	59.222	0.012	0.007	BN 50P
Diferencia	0.006	0.006	0.001			
GPS E7 2	11045.182	12062.359	53.139	0.012	0.011	BN OCUPANDO
GPS E7 3	11045.179	12062.359	53.137	0.01	0.009	BN 50P
Diferencia	0.003	0	0.002			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.004	0.005	0.007

Tabla N° 4

SALIDA 1

COMPARACION BASTON-BASE NIVELANTE (50 EPOCAS)						
PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas
GPS E1 1	2074.565	12448.274	35.208	0.023	0.014	BASTON OCUPANDO
GPS E1 3	2074.56	12448.272	35.224	0.02	0.012	BN 50P
Diferencia	0.005	0.002	0.016			
GPS E2 1	3726.488	12607.185	49.219	0.014	0.007	BASTON OCUPANDO
GPS E2 3	3726.475	12607.194	49.247	0.014	0.007	BN 50P
Diferencia	0.013	0.009	0.028			
GPS E3 1	4966.416	12509.157	42.457	0.018	0.008	BASTON OCUPANDO
GPS E3 3	4966.42	12509.137	42.429	0.014	0.007	BN 50P
Diferencia	0.004	0.02	0.028			
GPS E4 1	6478.703	12372.633	49.467	0.012	0.006	BASTON OCUPANDO
GPS E4 3	6478.712	12372.619	49.48	0.013	0.006	BN 50P
Diferencia	0.009	0.014	0.013			
GPS E5 1	8040.959	12310.759	65.079	0.015	0.008	BASTON OCUPANDO
GPS E5 3	8040.979	12310.767	65.07	0.012	0.007	BN 50P
Diferencia	0.02	0.008	0.009			
GPS E6 1	10386.728	12109.86	59.251	0.018	0.018	
GPS E6 3	10386.736	12109.864	59.222	0.012	0.007	BN 50P
Diferencia	0.008	0.004	0.029			
GPS E7 1	11045.169	12062.368	53.14	0.012	0.011	BASTON OCUPANDO
GPS E7 3	11045.179	12062.359	53.137	0.01	0.009	BN 50P
Diferencia	0.01	0.009	0.003			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.010	0.009	0.018

Tabla N° 5

SALIDA 2
COMPARACION BASTON-BASE NIVELANTE (OCUPANDO)

PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas
2GPS E2 1	3726.496	12607.208	36.21	0.008	0.021	BASTON OCUPANDO
2GPS E2 2	3726.494	12607.207	36.211	0.006	0.016	BN OC
Diferencia	0.002	0.001	0.001			
2GPS E3 1	4966.431	12509.148	29.43	0.009	0.027	BASTON OCUPANDO
2GPS E3 2	4966.442	12509.146	29.439	0.008	0.022	BN OC
Diferencia	0.011	0.002	0.009			
2GPS E4 1	6478.738	12372.627	36.425	0.007	0.014	BASTON OCUPANDO
2GPS E4 2	6478.732	12372.634	36.459	0.011	0.023	BN OC
Diferencia	0.006	0.007	0.034			
2GPS E5 1	8041.004	12310.735	52.035	0.011	0.017	BASTON OCUPANDO
2GPS E5 2	8041.004	12310.734	52.049	0.012	0.009	BN OC
Diferencia	0	0.001	0.014			
2GPS E6 1	10386.746	12109.877	46.212	0.014	0.015	BASTON OCUPANDO
2GPS E6 2	10386.758	12109.864	46.226	0.017	0.012	BN OC
Diferencia	0.012	0.013	0.014			
2GPS E7 1	11045.227	12062.349	40.106	0.012	0.019	BASTON OCUPANDO
2GPS E7 2	11045.217	12062.36	40.024	0.045	0.121	BN OC
Diferencia	0.01	0.011	0.082			
2GPS E8 1	12000.005	12000.004	37.024	0.033	0.018	BASTON OCUPANDO
2GPS E8 2	12000.005	12000.004	37.014	0.034	0.018	BN OC
Diferencia	0	0	0.01			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.006	0.005	0.023

Tabla N° 6

SALIDA 2						
COMPARACION BASE NIVELANTE (OCUPANDO)-BASE NIVELANTE (50 EPOCAS)						
PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas

2GPS E2 2	3726.494	12607.207	36.211	0.006	0.016	BN OCUPANDO
2GPS E2 3	3726.499	12607.204	36.198	0.012	0.015	BN 50P
Diferencia	0.005	0.003	0.013			
2GPS E3 2	4966.442	12509.146	29.439	0.008	0.022	BN OCUPANDO
2GPS E3 3	4966.444	12509.142	29.415	0.007	0.019	BN 50P
Diferencia	0.002	0.004	0.024			
2GPS E4 2	6478.732	12372.634	36.459	0.011	0.023	BN OCUPANDO
2GPS E4 3	6478.733	12372.625	36.446	0.007	0.015	BN 50P
Diferencia	0.001	0.009	0.013			
2GPS E5 2	8041.004	12310.734	52.049	0.012	0.009	BN OCUPANDO
2GPS E5 3	8041.001	12310.746	52.044	0.013	0.009	BN 50P
Diferencia	0.003	0.012	0.005			
2GPS E6 2	10386.758	12109.864	46.226	0.017	0.012	BN OCUPANDO
2GPS E6 3	10386.753	12109.863	46.237	0.013	0.009	BN 50P
Diferencia	0.005	0.001	0.011			
2GPS E7 2	11045.217	12062.36	40.024	0.045	0.121	BN OCUPANDO
2GPS E7 3	11045.217	12062.336	40.101	0.019	0.012	BN 50P
Diferencia	0	0.024	0.077			
2GPS E8 2	12000.005	12000.004	37.014	0.034	0.018	BN OCUPANDO
2GPS E8 3	12000	12000	37.004	0.023	0.012	BN 50P
Diferencia	0.005	0.004	0.01			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.003	0.008	0.022

Tabla N° 7

SALIDA 2						
COMPARACION BASTON-BASE NIVELANTE (50 EPOCAS)						
PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas
2GPS E2 1	3726.496	12607.208	36.21	0.008	0.021	BASTON OCUPANDO
2GPS E2 3	3726.499	12607.204	36.198	0.012	0.015	BN OC

Diferencia	0.003	0.004	0.012			
2GPS E3 1	4966.431	12509.148	29.43	0.009	0.027	BASTON OCUPANDO
2GPS E3 3	4966.444	12509.142	29.415	0.007	0.019	BN OC
Diferencia	0.013	0.006	0.015			
2GPS E4 1	6478.738	12372.627	36.425	0.007	0.014	BASTON OCUPANDO
2GPS E4 3	6478.733	12372.625	36.446	0.007	0.015	BN OC
Diferencia	0.005	0.002	0.021			
2GPS E5 1	8041.004	12310.735	52.035	0.011	0.017	BASTON OCUPANDO
2GPS E5 3	8041.001	12310.746	52.044	0.013	0.009	BN OC
Diferencia	0.003	0.011	0.009			
2GPS E6 1	10386.746	12109.877	46.212	0.014	0.015	BASTON OCUPANDO
2GPS E6 3	10386.753	12109.863	46.237	0.013	0.009	BN OC
Diferencia	0.007	0.014	0.025			
2GPS E7 1	11045.227	12062.349	40.106	0.012	0.019	BASTON OCUPANDO
2GPS E7 3	11045.217	12062.336	40.101	0.019	0.012	BN OC
Diferencia	0.01	0.013	0.005			
2GPS E8 1	12000.005	12000.004	37.024	0.033	0.018	BASTON OCUPANDO
2GPS E8 3	12000	12000	37.004	0.023	0.012	BN OC
Diferencia	0.005	0.004	0.02			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.007	0.008	0.015

Tabla N° 8

Como se puede ver en las tablas, las diferencias entre los métodos usados en los levantamientos con GPS no son importantes, surgiendo una diferencia algo mayor en altimetría que en planimetría.

Algo a tener en cuenta en el análisis de resultados es la calidad de los puntos a la hora del procesamiento, ya que una mala calidad puede provocar diferencias importantes. Esto fue lo que sucedió en la estación 7 en la salida 2, donde se tiene una calidad en altura de 0.121m con Base Nivelante, lo que se traduce en una diferencia de 0.08m en la cota cuando se compara con los otros métodos.

Luego de compatibilizar los datos de las salidas 1 y 2 en el Leica Geo Office, realizamos la comparación entre ellas utilizando los puntos de Base Nivelante 50 Épocas.

DIFERENCIA: SALIDA 1-SALIDA 2			
PUNTO	X	Y	H
E1	0.011	0.001	0.016
E2	0.019	0.009	0.055
E3	0.020	0.004	0.019
E4	0.017	0.006	0.039
E5	0.020	0.022	0.031
E6	0.017	0.001	0.011
E7	0.037	0.023	0.041
E8	0.000	0.000	0.000

PROMEDIO		
DX	DY	DH
0.018	0.008	0.026

Tabla N° 9

No surgen diferencias importantes del análisis realizado, a pesar de que las mediciones fueron hechas de manera totalmente independiente una de otra, en diferentes días y a distintas horas.

Otro análisis que se realizó fue el de comparar los resultados obtenidos de medir en tiempo real ocupando 50 épocas, y realizar el post proceso de estos datos.

No se encontró ninguna diferencia.

Se debe considerar que el post proceso se realizó con un software comercial de la misma marca que los equipos con los que se trabajó.

SALIDA 2

COMPARACION POSTPROCESO (50 EPOCAS)-BASE NIVELANTE (50 EPOCAS)						
PUNTO	X	Y	ALTURA	Qpos	Qalt	Notas
2GPS E2 3	3726.499	12607.204	36.198	0.012	0.015	BN 50P POST PROC.
2GPS E2 3	3726.499	12607.204	36.198	0.012	0.015	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.000			
2GPS E3 3	4966.444	12509.142	29.415	0.007	0.019	BN 50P POST PROC.
2GPS E3 3	4966.444	12509.142	29.415	0.007	0.019	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.000			
2GPS E4 3	6478.733	12372.625	36.446	0.007	0.015	BN 50P POST PROC.
2GPS E4 3	6478.733	12372.625	36.446	0.007	0.015	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.000			
2GPS E5 3	8041.001	12310.746	52.050	0.008	0.013	BN 50P POST PROC.
2GPS E5 3	8041.001	12310.746	52.044	0.013	0.009	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.006			
2GPS E6 3	10386.753	12109.863	46.243	0.011	0.012	BN 50P POST PROC.
2GPS E6 3	10386.753	12109.863	46.237	0.013	0.009	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.006			
2GPS E7 3	11045.217	12062.336	40.107	0.015	0.018	BN 50P POST PROC.
2GPS E7 3	11045.217	12062.336	40.101	0.019	0.012	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.006			
2GPS E8 3	12000.000	12000.000	37.004	0.010	0.023	BN 50P POST PROC.
2GPS E8 3	12000.000	12000.000	37.004	0.023	0.012	BN 50P
Diferencia	0.000	0.000	0.000			

PROMEDIO DE DIFERENCIAS		
ΔX Prom.	ΔY Prom.	ΔH Prom.
0.000	0.000	0.003

Tabla N° 10

-Comparación de mediciones GPS y Estación Total

Se presenta la comparación de los vectores 1-8 y 7-8 (el mayor y menor vector, respectivamente) medidos con Estación Total y con GPS.

Estas últimas fueron proyectadas de cuatro formas diferentes, considerando como puntos de tangencia los puntos 1, 5 y 8, y además realizando una proyección UTM para la zona 21.

COMPARACION DE VECTORES PROYECTADOS (SALIDA 1)					
PROYECCION	Vector 1-8	Vector 7-8	DIFERENCIAS	Vector 1-8	Vector 7-8

UTM	9933.4375	956.6645	TM_8 - TM_1	-0.0002	-0.0011
TM_8	9935.5577	956.8551	TM_1 - TM_5	0.0030	0.0010
TM_1	9935.5579	956.8562	UTM - T_5	-2.1174	-0.1906
TM_5	9935.5549	956.8552	UTM - TM_8	-2.1203	-0.1905
Estación	9935.5150	956.8524	Est-TM_5	-0.0398	-0.0028

COMPARACION DE VECTORES PROYECTADOS (SALIDA 2)					
PROYECCION	Vector 1-8	Vector 7-8	DIFERENCIAS	Vector 1-8	Vector 7-8
UTM	9933.4212	956.6251	TM_8 - TM_1	0.0000	-0.0011
TM_8	9935.5418	956.8157	TM_1 - TM_5	0.0030	0.0010
TM_1	9935.5418	956.8168	UTM - T_5	-2.1176	-0.1907
TM_5	9935.5388	956.8158	UTM - TM_8	-2.1206	-0.1906
Estación	9935.5150	956.8524	Est-TM_5	-0.0238	0.0366

Tabla Nº 11

La primera conclusión que se obtiene es que los vectores para la salida 1 y 2 no varían.

Por otra parte, se puede ver que no surgen diferencias de realizar las proyecciones por el punto 1 o el 8, siendo los valores similares. También resulta claro que las deformaciones que se producen son pequeñas, y que la proyección por el punto 5 tampoco arroja diferencias sustanciales. Debemos considerar que el punto 5 se encuentra en el centro de nuestra zona de trabajo, por lo tanto, las deformaciones de la proyección por dicho punto serán mínimas.

La proyección UTM es la que da peores resultados, con diferencias del orden de los 0.20m por kilómetro al compararla con las otras proyecciones.

Hay que tener en cuenta que el meridiano de central de la UTM (huso 21) está a unos 120km de la zona de trabajo, lo que hace que las deformaciones sean considerables, coincidiendo de esta manera con los análisis realizados.

Las diferencias entre la Estación Total y la proyección realizada por el punto 5 son del orden de los 3cm para los 10km de trabajo.

Para poder comparar los resultados obtenidos en planimetría en la medición con Estación y GPS, se deben compatibilizar los datos.

Para esto se debe realizar una transformación de uno de los sistemas de coordenadas para hacerlo coincidir con el otro.

Aquí se estudiaron diferentes posibilidades, comenzando por tomar como punto común a ambas poligonales el punto inicial de la misma, y alineando con el último. Luego alineamos con el segundo punto (el más cercano), y así se estudiaron varias alternativas.

PUNTO COMUN 1 - ALINEACION 8					
PUNTO	X	Y	dX	dY	dist
EST_E1	2074.570	12448.273	0.000	0.000	0.000
EST_E2	3726.481	12607.132	0.008	0.067	0.068
EST_E3	4966.403	12509.008	0.031	0.132	0.136
EST_E4	6478.695	12372.502	0.029	0.121	0.124
EST_E5	8040.944	12310.636	0.047	0.120	0.129
EST_E6	10386.710	12109.861	0.035	0.002	0.035
EST_E7	11045.151	12062.349	0.047	-0.002	0.047
EST_E8	12000.027	12000.007	-0.027	-0.007	0.027

Tabla N° 12

PUNTO COMUN 8 - ALINEACION 7					
PUNTO	X	Y	dX	dY	dist
EST_E1	2074.579	12447.859	-0.009	0.414	0.414
EST_E2	3726.482	12606.794	0.007	0.405	0.406
EST_E3	4966.409	12508.727	0.025	0.413	0.414
EST_E4	6478.707	12372.290	0.017	0.332	0.333
EST_E5	8040.960	12310.497	0.032	0.259	0.261
EST_E6	10386.735	12109.830	0.011	0.033	0.035
EST_E7	11045.178	12062.349	0.020	-0.001	0.020
EST_E8	12000.000	12000.000	0.000	0.000	0.000

Tabla N° 13

PUNTO COMUN 1 - ALINEACION 2					
PUNTO	X	Y	dX	dY	dist
EST_E1	2074.570	12448.273	0.000	0.000	0.000
EST_E2	3726.475	12607.198	0.014	0.001	0.014
EST_E3	4966.400	12509.123	0.033	0.017	0.037
EST_E4	6478.698	12372.678	0.026	-0.055	0.061
EST_E5	8040.950	12310.875	0.041	-0.118	0.125
EST_E6	10386.724	12110.193	0.021	-0.330	0.331
EST_E7	11045.167	12062.708	0.031	-0.361	0.362
EST_E8	11999.988	12000.353	0.012	-0.353	0.354

Tabla N° 14

Aquí se estudian las hipótesis de trabajo más frecuentes.

En el primer caso, se toma como una poligonal con Estación Total enmarcada con dos puntos GPS, que son el primero y el último, a 10km de distancia.

La segunda hipótesis consiste en estacionarse en un punto de coordenadas conocidas y orientarse en un segundo punto también de coordenadas conocidas, ubicado a unos 1000m del primero, y a partir de ahí completar la poligonal de 10km.

En el primer caso, como era de suponer, encontramos las diferencias mayores en los puntos del centro de la poligonal. La mayor diferencia se da en el punto 3, y es de 0.136m.

En el segundo caso se encuentra la mayor diferencia. Esta se encuentra en el último punto de la poligonal, y se debe a que los errores angulares se acumulan punto a punto y repercuten en el resultado final con una diferencia del orden de los 0.40m.

Considerando la poligonal como enmarcada en los puntos 1 y 8, se realizaron dos ajustes:

- proporcional a las distancias
- mínimos cuadrados

En el primer caso se distribuye el error de cierre proporcional a las distancias, y el ajuste se va acumulando punto a punto.

COMPENSACION PROPORCIONAL A LA DISTANCIA					
PUNTO	X	Y	dX	dY	dist
EST_E1	2074.570	12448.273	0.000	0.000	0.000
EST_E2	3726.475	12607.139	-0.014	-0.060	0.062
EST_E3	4966.402	12509.020	-0.031	-0.120	0.124
EST_E4	6478.702	12372.521	-0.022	-0.102	0.104
EST_E5	8040.956	12310.662	-0.035	-0.094	0.101
EST_E6	10386.733	12109.898	-0.012	0.034	0.036
EST_E7	11045.177	12062.389	-0.021	0.041	0.046
EST_E8	12000.000	12000.000	0.000	0.000	0.000

Tabla Nº 15

Como se puede apreciar, esta compensación mejora los resultados obtenidos en los puntos intermedios de la poligonal. Esta es una compensación sencilla y rápida de hacer.

Por otro lado se realizó una compensación por mínimos cuadrados, que arrojan los siguientes resultados:

COMPENSACION POR MINIMOS CADRADOS ENMARCADA EN 1 y 8					
PUNTO	X	Y	dX	dY	dist
EST_E1	2074,610	12448,270	0,040	-0,003	0,040
EST_E2	3726,520	12607,140	0,031	-0,059	0,067
EST_E3	4966,440	12509,020	0,006	-0,120	0,120
EST_E4	6478,702	12372,527	-0,022	-0,096	0,098
EST_E5	8040,970	12310,650	-0,021	-0,107	0,109
EST_E6	10386,740	12109,900	-0,005	0,037	0,037
EST_E7	11045,180	12062,390	-0,018	0,043	0,046
EST_E8	12000,000	12000,000	0,000	0,000	0,000

Tabla N° 16

Con esta compensación los resultados mejoran, pero no considerablemente, con respecto al procedimiento anterior. Se debe tener en cuenta que el cálculo por mínimos cuadrados es sensiblemente más engorroso y complejo, por lo que en este caso no justificó su utilización.

Por último se realizó el cálculo por mínimos cuadrados con la poligonal enmarcada en los puntos 1, 5 y 8.

COMPENSACION POR MINIMOS CADRADOS ENMARCADA EN 1, 5 y 8					
PUNTO	X	Y	dX	dY	dist
EST_E1	2074.570	12448.273	0.000	0.000	0.000
EST_E2	3726.502	12607.154	0.013	-0.046	0.048
EST_E3	4966.432	12509.072	-0.001	-0.068	0.068
EST_E4	6478.731	12372.595	0.007	-0.027	0.028
EST_E5	8040.991	12310.757	0.000	0.000	0.000
EST_E6	10386.747	12109.822	0.002	-0.041	0.041
EST_E7	11045.187	12062.236	-0.011	-0.111	0.112
EST_E8	12000.000	12000.000	0.000	0.000	0.000

Tabla N° 17

Esta compensación se realizó considerando el punto 5 por su importancia en las proyecciones utilizadas ya que fue considerado como punto de tangencia.

Los resultados son similares a los ya obtenidos, cambiando la distribución de las diferencias, pero manteniéndose el módulo casi constante.

Estos ajustes de Mínimos Cuadrados fueron realizado con el software que nos ofrece el libro “Tratado de Topografía”

-Comparación altimétrica

Como ya se mencionó anteriormente, surgieron diferencias importantes al comparar las cotas resultantes de medir con GPS y Estación Total.

Para poder comparar estos valores, debemos llevar las cotas de GPS (elipsoidales) a cotas ortométricas. Para esto se aplicaron dos modelos geoidales diferentes: el del Servicio Geográfico Militar (SGM, URUGEOIDE-2007) y el modelo geoidal elaborado por la NASA, EGM 96.

En primera instancia se calcula una cota media a partir de las dos salidas GPS y a continuación se calcula la variación de la ondulación del geoide para cada punto y modelo geoidal.

COTA DE GPS - PUNTOS 50 EPOCAS BN									
Observaciones	SALIDA 1	SALIDA 2	COTA MEDIA	N SGM	DELTA N	COTA SGM	N EGM	DELTA N	COTA EGM

							96		96
ESTACION 1	10.000	10.000	10.000	14.630	0.000	10.000	13.824	0.000	10.000
ESTACION 2	24.0231	23.984	24.003	14.610	0.020	24.023	13.814	0.010	24.014
ESTACION 3	17.2048	17.202	17.203	14.600	0.030	17.233	13.802	0.022	17.226
ESTACION 4	24.2553	24.232	24.244	14.580	0.050	24.294	13.787	0.037	24.281
ESTACION 5	39.8451	39.830	39.838	14.570	0.060	39.898	13.775	0.049	39.887
ESTACION 6	33.9969	34.023	34.010	14.540	0.090	34.100	13.779	0.045	34.055
ESTACION 7	27.9116	27.887	27.899	14.540	0.090	27.989	13.774	0.050	27.949
ESTACION 8	24.7748	24.791	24.783	14.530	0.100	24.883	13.767	0.057	24.840

Tabla N° 18

Una vez calculadas las cotas ortométricas para los dos modelos geoidales lo comparamos con las cotas calculadas con la Estación Total.

COMPARACION COTAS ESTACION-GPS						
PUNTO	GPS (elip.)	GPS (ortom.) SGM	GPS (ortom.) EGM 96	ESTACION TOTAL	DIFERENCIAS	
					EST-SGM	EST-EGM 96
ESTACION 1	10.000	10.000	10.000	10.000	0.000	0.000
ESTACION 2	24.003	24.023	24.014	24.052	0.029	0.038
ESTACION 3	17.203	17.233	17.226	17.309	0.076	0.083
ESTACION 4	24.244	24.294	24.281	24.310	0.016	0.029
ESTACION 5	39.838	39.898	39.887	39.913	0.015	0.026
ESTACION 6	34.010	34.100	34.055	34.152	0.052	0.097
ESTACION 7	27.899	27.989	27.949	28.061	0.072	0.112
ESTACION 8	24.783	24.883	24.840	25.002	0.119	0.162

Tabla N° 19

Aquí se ve que las diferencias obtenidas son importantes, llegando a ser de hasta 0.16m.

Es por ello que se procedió con la nivelación geométrica.

En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos al comparar las cotas resultantes de la nivelación, Estación Total y GPS (Elipsoidal y con los dos modelos geoidales).

TABLA COMPARATIVA DE COTAS SEGÚN METODO									
PUNTO	NIVEL	GPS			ESTACION	DIFERENCIAS			
		ELIP.	ORT. SGM	ORT. EGM		NIV-ELIP.	NIV-SGM	NIV-EGM	NIV-EST
ESTACION 1	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ESTACION 2	24.005	24.003	24.023	24.014	24.052	0.002	-0.018	-0.009	-0.047
ESTACION 3	17.224	17.203	17.233	17.226	17.309	0.021	-0.009	-0.002	-0.085
ESTACION 4	24.280	24.244	24.294	24.281	24.310	0.036	-0.014	-0.001	-0.030
ESTACION 5	39.866	39.838	39.898	39.887	39.913	0.029	-0.032	-0.021	-0.047
ESTACION 6	34.064	34.010	34.100	34.055	34.152	0.054	-0.036	0.009	-0.088
ESTACION 7	27.906	27.899	27.989	27.949	28.061	0.007	-0.083	-0.043	-0.155
ESTACION 8	24.916	24.783	24.883	24.840	25.002	0.133	0.033	0.076	-0.086

Tabla N° 20

Como se puede ver, las diferencias se van incrementando a medida que nos alejamos de la estación N°1, que fue tomada como referencia para la nivelación.

En la estación N°7 hay un salto importante, que difiere con el comportamiento general. A partir de esto se realizó un estudio detallado de las ondulaciones del geoide para las cercanías de ese punto, no existiendo variaciones importantes.

Al aplicar los modelos geoidales, se tiene una disminución importante de las diferencias. El modelo EGM 96 arroja mejores resultados que el URUGEOIDE -2007, pero ambos tienen el mismo comportamiento. Se puede apreciar que no existe paralelismo entre el geoide real y los modelos geoidales.

CONCLUSIONES

- Al analizar las diferencias existentes al medir con GPS utilizando base nivelante y bastón, surge que éstas, al medir con uno y otro son del orden de 0.010m en planimetría y 0.020m en altimetría. Las diferencias obtenidas entre base nivelante ocupando y base nivelante 50 épocas, es de unos 0.005m. Se deberán analizar en cada trabajo los requerimientos del mismo, y evaluar qué metodología utilizar. Se debe de tener en cuenta que la precisión alcanzada con el bastón es muy buena y su empleo es más práctico y rápido que el de la base nivelante. Si bien la precisión mejora debido a la Base Nivelante se deberá analizar si la precisión requerida justifica su empleo.

Lo mismo sucede con la Estación Total.

- Observando los resultados arrojados al comparar las coordenadas calculadas a partir de las 50 épocas y del post-proceso, las diferencias son despreciables, por lo tanto en este caso no se justifica el empleo del post proceso.

- Al comparar los resultados obtenidos por la Estación Total, resulta que esta se comporta bien en planimetría pero no en altimetría, surgiendo diferencias importantes en las cotas de un mismo punto tomado desde dos puntos diferentes.

Las causas fundamentales son: la reverberación (que hacía imposible realizar una buena puntería); y la refracción atmosférica (que solo puede ser eliminada realizando estaciones reciprocas y simultaneas).

Por lo tanto se debe de tener en cuenta que la precisión de la Estación Total en altimetría a distancias importantes no es buena.

- Para proyectar los puntos levantados con GPS, se recomienda realizar una proyección local (en este caso se utilizó una Transversal Mercator), en la que el meridiano de contacto se encuentre dentro de la zona de trabajo. Si el área no es muy extensa (en este caso fue de 10km), la ubicación del meridiano no afecta significativamente los resultados obtenidos.

Si se utiliza una proyección UTM se debe tener mucha precaución, ya que si bien la zona de trabajo se encontraba a unos 60 Km de la longitud correspondiente al factor de deformación igual a 1, las deformaciones son importantes.

- A la hora de realizar la transformación de coordenadas para poder comparar los resultados de GPS y Estación Total, no es recomendable alinearse con dos puntos cercano y a partir de ahí

desarrollar el resto de la poligonal sin otro control, ya que la acumulación de los errores pueden producir errores importantes en el final de la misma.

En el caso de enmarcar la poligonal en los puntos extremos, la compensación de ésta Proporcional a las Distancias en nuestro caso, arroja resultados similares a la compensación por Mínimos Cuadrados, siendo mucho más sencilla y rápida de hacer.

- Analizando los resultados obtenidos de la comparación altimétrica, surge que los puntos tomados resultan insuficientes para obtener una conclusión acerca de si los modelos geoidales utilizados están correctos o no en esa zona.

Para nuestro caso y en nuestra zona de trabajo, si bien el comportamiento de ambos modelos es similar se obtienen mejores resultados con el EGM 96, lo que no implica que tenga siempre este comportamiento.

- A modo de recomendación, se puede decir que si bien la nivelación geométrica doble y simultánea es un método rápido y eficaz, se deben extremar las precauciones, ya que no se detectan equivocaciones como la que se cometió en este trabajo si no se realiza otra comprobación.

Lo mismo sucede al trabajar con GPS. Si los puntos que se levantan son de relativa importancia, es recomendable tener algún tipo de verificación, sería conveniente tomar el mismo punto en dos ocasiones distintas o tomar varias épocas de dichos puntos (más de 15 minutos).

En otro orden, se debe tener en cuenta a la hora de trabajar con datos GPS, la calidad de las observaciones, pudiéndose evitar de esta forma llegar a resultados incorrectos.

- Por último se debe tener en cuenta la eficacia, velocidad y uniformidad de los errores en cada punto que brinda el sistema GPS, esto es algo que no sucede con los métodos topográficos tradicionales donde existen muchas variables que pueden influir en la calidad de los puntos. El sistema GPS nos otorga una muy buena relación entre velocidad y calidad.

BIBLOGRAFIA

-“Error de escala debido a la proyección cartográfica”.- **Javier Múgica de Rivera.- Ingeniero en Geodesia y Cartografía.-**

-“Localizaciones Geográficas. Las Coordenadas Geográficas y la Proyección UTM (Universal Transversal Mercator). El Dátum”.- **Ignacio Alonso Fernández-Coppel.- Universidad de Valladolid.-**

-“Nociones de Geodesia. GPS”.- de **Jorge Franco Rey.- <http://caece.edu.ar/tea/apuntes.htm>**

-“Nociones de Cartografía”.- de **Jorge Franco Rey.- <http://caece.edu.ar/tea/apuntes.htm>**

-“Nociones de Topografía”.- de **Jorge Franco Rey**.- <http://caece.edu.ar/tea/apuntes.htm>

-“Diagnóstico del uso de proyecciones Transversales de Mercator en escalas Urbanas”.- Tesis de **Sebastián Alfredo Fuentes Santibáñez**.- **Universidad Tecnológica Metropolitana**.- **Chile**

-“Parámetros de Transformación entre el Sistema SIRGAS 95 y los Sistemas Locales CDM y ROU-USAMS (Yacaré)”.- **Prof. Ing. Agrim. Roberto Pérez Rodino**.-**Universidad de la República Oriental del Uruguay (UDELAR)**.-

-“Un geoide de precisión para Uruguay. Informe del Proyecto URUGeoide 2000”.- **Walter Humberto Subiza Piña**.- **Universidade Federal do Paraná**.-

-“Vinculación entre las redes altimétricas de Uruguay y Brasil”.- **Jorge Faure Valbi, Danilo Blanco Llerena**.- **Universidad de la República Oriental del Uruguay (UDELAR)**.-

-“Conceptos para la correcta utilización de los datos cartográficos”.- *Réplica del Taller GBIF ECOLOGICAL NICHE MODELLING*.- **Alicia Gómez Muñoz**

-“Tratado de Topografía”.- **Profesores Doctores D. Manuel Chueca Pazos, D. José Herráez Boquera, D. José Luis Berné Valero**.-

-Apuntes del Curso de Actualización Profesional.- **Instituto de Agrimensura, Facultad de Ingeniería, UDELAR**.- <http://www.fing.edu.uy/ia/deptogeo/depgeo.htm#ACTUALIZACION>

-Apuntes del Curso de Geodesia 1.- **Departamento de Geodesia, Instituto de Agrimensura, Facultad de Ingeniería, UDELAR**.- <http://www.fing.edu.uy/ia/deptogeo/geodesia1/teorico.htm>

-Apuntes del Curso de Geodesia 3.- **Departamento de Geodesia, Instituto de Agrimensura, Facultad de Ingeniería, UDELAR**.- <http://www.fing.edu.uy/ia/deptogeo/geodesia3/teorico.htm>

-“Geodesia Geométrica. Volumen I (Principios Básicos)”.- **Richard H. Rapp**.- **Universidad Estatal de Ohio**.-

-“Global Positioning System. Theory and Practice!”.- **B. Hofmann-Wellenhof, Herbert Lichtenegger, James Collins**.-

-“ArcUser. The Magazine for ESRI Software Users”.- **Julio-Setiembre de 2003**.-

-“Cartografía Matemática”.- **Martín Asín**.-

-Apuntes del Curso de Cartografía Matemática.- **Prof. Ing. Agrim. Ricardo Martínez.-**

-“Topografía”.- **Paul R Wolf, Russell C. Brinker.-**

-“Tratado General de Topografía”.- **Doctor W. Jordan.-**

AGRADECIMIENTOS

- Al **Estudio Boix** – **Ing. Agrim. Mario Boix Puig e Ing. Agrim. Rafael Boix** por el préstamo de instrumental topográfico.-

- Al **Ing. Agrim. Pablo Fernández.-**

- Al **Ing. Agrim. José L. Villamil.-**

- Al **Ing. Agrim. Álvaro Tojo e Ing. Agrim. Carlos Curbelo.-**

- **Antonio Villaluenga, Marcelo Benavides, Rodrigo Delfino y Javier Zarfino** por el apoyo en los trabajos de campo.-

- Al los docentes del Instituto de Agrimensura de la UDELAR **Ing. Agrim. Jorge Faure, Ing. Agrim. Danilo Blanco e Ing. Agrim. Ricardo Martínez** por el apoyo técnico brindado.-

NIVELACION GEOMETRICA

Pto.	Lecturas de mira			Cota	Observaciones
	Atrás	Intermedia	Adelante		
1	0,444			17,649	ESTACION 1
2	0,619		1,793	16,300	
3	0,549		2,077	14,842	
4	1,381		2,006	13,385	
5	1,987		1,589	13,177	
6	2,514		2,112	13,052	
7	1,680		1,049	14,517	
8	1,516		0,903	15,294	
9	2,621		0,505	16,305	
10	3,257		0,030	18,896	
11	4,077		0,684	21,469	
12	3,546		0,618	24,928	
13	3,602		0,379	28,095	
14	2,436		0,856	30,841	
15		1,623		31,654	ESTACION 2
16		1,768		31,509	ESTACION 2 AUX
17	1,279		1,601	31,676	
18	1,345		2,005	30,950	
19	1,645		1,889	30,406	
20	1,057		2,346	29,705	
21	1,020		2,200	28,562	
22	1,001		2,034	27,548	
23	0,598		2,123	26,426	
24	0,865		2,149	24,875	ESTACION 3
25	0,631		2,232	23,508	
26	0,278		2,553	21,586	
27	0,201		2,356	19,508	
28	0,784		2,359	17,350	
29	0,540		2,774	15,360	
30	1,313		2,507	13,393	
31		1,100		13,606	CABECERA PUENTE
32	3,570		0,599	14,107	
33	4,241		0,358	17,319	
34	4,437		0,221	21,339	
35	4,909		0,623	25,153	
36	2,633		0,511	29,551	
37	0,376		0,614	31,570	ESTACION 4
2		3,758		28,188	MOJON CERCA E4
3	0,632		3,679	28,267	
4	0,483		2,477	26,422	
5	2,125		1,347	25,558	
6	3,432		0,219	27,464	
7	3,359		0,113	30,783	
8	3,578		0,067	34,075	
9		2,983		34,670	MOJON KM 56
10	3,104		0,750	36,903	
11	1,063		1,036	38,971	
12	1,613		2,151	37,883	
13	4,003		1,268	38,228	
14	3,003		0,358	41,873	
15		0,745		44,131	MOJON CERCA E5
16	3,994		0,470	44,406	
17			1,239	47,161	ESTACION 5
1	1,490			44,131	MOJON CERCA E5
2	0,561		2,242	43,379	
3	1,075		3,094	40,846	
4	1,363		1,390	40,531	
5	1,349		1,398	40,496	
6	1,578		1,489	40,356	
7	1,516		1,510	40,424	
8	1,020		1,447	40,493	
9	1,324		1,460	40,053	
10		0,475		40,902	MOJON KM 58
11	1,142		1,151	40,226	
12	1,514		1,130	40,238	
13	1,741		0,940	40,812	
14	1,840		1,000	41,553	
15	1,828		1,821	41,572	
16	1,471		1,930	41,470	
17	1,778		1,332	41,609	
18	1,766		1,782	41,605	
19	1,500		1,779	41,592	
20		1,734		41,358	ESTACION 6
21	0,751		2,085	41,007	
22	0,669		2,494	39,264	
23	1,633		2,498	37,435	
24	1,356		2,442	36,626	
25	1,282		1,727	36,255	ESTACION 7
26	1,499		2,170	35,367	
27	1,336		1,834	35,032	
28	1,155		1,560	34,808	
29	1,246		1,500	34,463	
30	1,229		1,662	34,047	
31	1,644		1,698	33,578	
32			2,010	33,212	ESTACION 8

Pto.	Lecturas de mira			Cota	Observaciones
	Atrás	Intermedia	Adelante		
1	0,712			17,649	ESTACION 1
2	0,566		2,060	16,301	
3	0,856		2,024	14,843	
4	1,192		2,315	13,384	
5	1,818		1,399	13,177	
6	2,413		1,942	13,053	
7	1,965		0,947	14,519	
8	1,974		1,190	15,294	
9	2,630		0,964	16,304	
10	2,782		0,039	18,895	
11	3,509		0,207	21,470	
12	3,651		0,051	24,928	
13	3,451		0,483	28,096	
14	2,364		0,708	30,839	
15		1,550		31,653	ESTACION 2
16		1,695		31,508	ESTACION 2 AUX
17	1,285		1,530	31,673	
18	1,368		2,011	30,947	
19	1,658		1,913	30,402	
20	1,011		2,359	29,701	
21	0,952		2,152	28,560	
22	0,835		1,968	27,544	
23	0,553		1,956	26,423	
24	0,742		2,106	24,870	ESTACION 3
25	0,593		2,109	23,503	
26	0,267		2,515	21,581	
27	0,580		2,344	19,504	
28	0,810		2,737	17,347	
29	0,657		2,800	15,357	
30	1,435		2,622	13,392	
31		1,220		13,607	CABECERA PUENTE
32	3,623		0,722	14,105	
33	4,093		0,410	17,318	
34	4,458		0,074	21,337	
35	4,710		0,643	25,152	
36	3,299		0,311	29,551	
37	0,405		1,276	31,574	ESTACION 4
2		3,789		28,190	MOJON CERCA E4
3	0,620		3,709	28,270	
4	0,636		2,467	26,423	
5	2,090		1,500	25,559	
6	3,518		0,184	27,465	
7	3,401		0,199	30,784	
8	3,640		0,109	34,076	
9		3,047		34,669	MOJON KM 56
10	3,301		0,812	36,904	
11	1,102		1,235	38,970	
12	1,425		2,191	37,881	
13	3,970		1,081	38,225	
14	2,878		0,327	41,868	
15		0,620		44,126	MOJON CERCA E5
16	4,005		0,345	44,401	
17			1,250	47,156	ESTACION 5
1	1,489			44,126	MOJON CERCA E5
2	0,699		2,240	43,375	
3	1,117		3,231	40,843	
4	1,434		1,430	40,530	
5	1,379		1,470	40,494	
6	1,710		1,520	40,353	
7	1,636		1,642	40,421	
8	0,587		1,567	40,490	
9	1,462		1,028	40,049	
10		0,610		40,901	MOJON KM 58
11	1,109		1,289	40,222	
12	1,321		1,098	40,233	
13	1,420		0,748	40,806	
14	1,290		0,679	41,547	
15	1,200		1,269	41,568	
16	1,168		1,300	41,468	
17	1,023		1,029	41,607	
18	1,319		1,028	41,602	
19	1,251		1,332	41,589	
20		1,485		41,355	ESTACION 6
21	0,594		1,835	41,005	
22	0,862		2,339	39,260	
23	1,319		2,691	37,431	
24	1,424		2,129	36,621	
25	1,039		1,795	36,250	ESTACION 7
26	1,237		1,928	35,361	
27	1,202		1,572	35,026	
28	0,886		1,425	34,803	
29	0,953		1,232	34,457	
30	0,971		1,369	34,041	
31	1,142		1,440	33,572	
32			1,510	33,204	ESTACION 8

SOFTWARE DE AJUSTE DE POLIGONAL

```
C:\> C:\DOCUME~1\patricio\Desktop\Proyecto\__MAY-1\PROGRA-2\POLIG.EXE

+0007 +0058.00000 +00000 +0060847.9178 -0061204.8211
Coordenada X del ultimo punto X = ? 246
Coordenada Y del ultimo punto Y = ? 26
Error en X = -60601.9179 ERROR en Y = +61230.8210 Error total = +86149.9036

Lectura ang del punto 7 a la direccion de cierre ? 64
Lectura ang del punto 7 al punto 6 ? 464
Azimut calculado de la linea de cierre = 258.0000000000463

Hay puntos radiados? S/N ? n
Tipos de compensacion previstos:

      Reparto proporcional a la longitud de los lados.. R
      Metodo de Giro y Homotecia..... G
      Metodo de CRANDALL..... C
      Minimos cuadrados..... M

      Tipo de compensacion...? _
```

```
C:\> C:\DOCUME~1\patricio\Desktop\Proyecto\__MAY-1\PROGRA-2\POLIG.EXE

Salida de resultados en RESULIA.DOS
El presente programa resuelve el calculo y compensacion de
una poligonal en planimetria.

Se han previsto en este programa el calculo de coordenadas
asi como la compensacion expedita por tres metodos:
  1.-REPARTO PROPORCIONAL A LA LONGITUD DE LOS LADOS.
  2.-GIRO Y HOMOTECIA.
  3.-METODO DE CRANDALL.
Nota.: No se puede compensar una poligonal cerrada por G. Y H.

Si se desea una compensacion por metodo riguroso (minimos
cuadrados, el programa proporciona los coeficientes
necesarios para plantear el sistema de ecuaciones.

Compensada la poligonal se pueden calcular puntos radiados a
partir de puntos de estacion en la poligonal.

      DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CARTOGRAFICA.
      UNIV. POLITEC. VALENCIA.          1-94      Jose Herraiz.

Brújula (Azimutes) o taquimetro (Lecturas angulares) B/T ? t
Numero de lados ? 4
Coordenada X del primer punto X(0) = ?
```

UBICACIÓN DE PUNTOS PARTICULARES DE UTM PARA URUGUAY



SOFTWARE UTILIZADO PARA EL MODELO GEOIDAL URUGEOIDE 2007

URUGEOIDE - 2007

Ayuda Help

**SISTEMA DE INTERPOLACION
URUGEOIDE - 2007**

☒ Formato de entrada en grados y fracción de grados
☐ Formato de entrada en grados, minutos y segundos

☒ **ENTRADA VIA TECLADO**

Latitud: -
Longitud: -

 Ondulación Geoidal: m. 

Nombre de Estación: 
Nombre de Estación

URUGEOIDE - 2007

Ayuda Help

**SISTEMA DE INTERPOLACION
URUGEOIDE - 2007**

☒ Formato de entrada en grados y fracción de grados
☐ Formato de entrada en grados, minutos y segundos

☒ **ENTRADA VIA TECLADO**

Latitud: -
Longitud: -

 Ondulación Geoidal: m. 

Nombre de Estación: 