



UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE AGRIMENSURA

PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO
AGRIMENSOR

***Combinación de tecnologías de medición
y deformaciones introducidas por la
Proyección Cartográfica UTM***

FIGURELLA NICORA
CAROL POZZI
ESTUDIANTES

ING. AGRIM. JORGE FAURE
TUTOR

Montevideo, Uruguay
2020

PÁGINA DE APROBACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA

El tribunal docente integrado por los abajo firmantes aprueba la Tesis de Investigación:

Título

.....
.....

Autor/s

.....
.....

Tutor

.....

Carrera

.....

Puntaje

.....

Tribunal

Profesor..... (Nombre y firma)

Profesor..... (Nombre y firma)

Profesor..... (Nombre y firma)

Agosto de 2020

*A nuestras familias,
por su amor y apoyo a lo largo
de todos estos años.*

Resumen

En el presente trabajo se analizan los principales métodos de medición con Estación Total y tecnología GNSS. Además se estudian las Proyecciones Cartográficas de uso habitual por el Ingeniero Agrimensor, haciendo hincapié en las deformaciones introducidas por las mismas a los efectos prácticos.

A partir de los conceptos antes mencionados, se realizan diferentes ensayos combinando ambas tecnologías con el objeto de establecer el procedimiento más adecuado a seguir, al enfrentarse con trabajos que ameriten dichas consideraciones.

PALABRAS CLAVE:

Topografía, Geodesia, Cartografía, combinación de tecnologías, sistemas de referencia.

Índice

Resumen	3
Índice de imágenes	6
Índice de tablas	7
Introducción	8
Capítulo I: Objetivos	9
Objetivos Generales	9
Objetivos Específicos	9
Capítulo II: Marco Teórico	10
Sistema de Referencia	10
Sistema de Referencia Global	10
Marco de Referencia Global	11
Sistema y Marco de Referencia Local	11
Transformación de coordenadas	12
Asimilación de la Tierra a un Plano	13
El problema inverso de la Geodesia	15
Tecnologías de medición directas	16
Instrumento Estación Total	16
Medición de ángulos	17
Métodos de aumento de la precisión de las mediciones de ángulos	18
Medición de distancias	19
Métodos planimétricos	20
Sistema de Navegación Global Satelital (GNSS)	21
Sistemas de Tiempos	22
Efemérides	23
Posicionamiento con GNSS	24
Fuentes de error GNSS	24
Métodos de medición GNSS	25
Cartografía	27
Evolución de la Cartografía	27
Proyecciones Cartográficas	29
Proyecciones usualmente empleadas por Ingenieros Agrimensores	32
Capítulo III: Estado del arte	42
Uruguay	42
Colombia	43
Puerto Rico	43
México	44
Costa Rica	45
Chile	45
República Dominicana	46
Perú	46
Brasil	47
Argentina	47

Venezuela	48
Bolivia	49
Capítulo IV: Análisis Teórico-Práctico	50
Primer Análisis	50
Cálculo de Alcance	50
Transformación de Coord. Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas	52
Análisis de las deformaciones introducidas por la Proyección UTM 21S	57
Transformación de Coord. Cartesianas Geocéntricas a Topocéntricas	64
Segundo Análisis	68
Problemática	68
Método 1. Procedimiento de trabajo recomendado	68
Método 2. Procedimiento de trabajo incorrecto	74
Capítulo V: Conclusiones	79
Conclusiones generales	79
Conclusiones específicas	80
Recomendaciones	81
Bibliografía	82
Siglas	84
Anexos	85

Índice de Imágenes

- Imagen 1. Estaciones de Referencia de Observación Continua (CORS) en Uruguay.
- Imagen 2. Esquema con diferentes sistemas de coordenadas.
- Imagen 3. Esquema 1 de aproximación de la Tierra al Plano.
- Imagen 4. Esquema 2 de aproximación de la Tierra al Plano.
- Imagen 5. Ejes de la ET.
- Imagen 6. Esquema de reiteración.
- Imagen 7. Esquema del procedimiento de Intersección Directa.
- Imagen 8. Tipo de poligonales.
- Imagen 9. Esquema de método SLR.
- Imagen 10. Parámetros orbitales.
- Imagen 11. Esquema de medición en fase.
- Imagen 12. Fuentes de error para GNSS.
- Imagen 13. Primer mapamundi conocido.
- Imagen 14. Mapa de T en O. Cartografía medieval.
- Imagen 15. Esquema de Medición de Posidonio.
- Imagen 16. Esquema de Coordenadas Geográficas.
- Imagen 17. Clasificación de las PC según la perspectiva de la proyección.
- Imagen 18. Representaciones por desarrollo de PC.
- Imagen 19. Parámetros del elipsoide.
- Imagen 20. Esquema de elemento diferencial.
- Imagen 21. Esquema de Proyección Cónica.
- Imagen 22. Proyección Cónica Acimutal.
- Imagen 23. Esquema de Proyección de Mercator.
- Imagen 24. Esquema de Proyección Cilíndrica Conforme de Gauss Krüger.
- Imagen 25. Esquema de elemento finito.
- Imagen 26. Esquema de la deformación lineal.
- Imagen 27. Esquema para el cálculo de la transformada de la geodésica.
- Imagen 28. Proyección Universal Transversal de Mercator UTM.
- Imagen 29. Esquema de deformación lineal con respecto al meridiano de contacto.
- Imagen 30. Proyección Estereográfica Polar.
- Imagen 31. Esquema de Proyección Estereográfica Polar.
- Imagen 32. Captura del mapa dinámico de IGM de las estaciones de Referencia
- Imagen 33. Proyección cartográfica de Lambert para Puerto Rico.
- Imagen 34. Sistematización del uso de proyecciones para Brasil.
- Imagen 35. Características de las fajas de proyección Gauss-Krüger de Argentina.
- Imagen 36. Esquema de aproximación de la Tierra al Plano.
- Imagen 37. Predios de estudio.
- Imagen 38. Puntos nacionales seleccionados para ser estudiados
- Imagen 39. Software Geocoo- punto de Ecilda.
- Imagen 40. Cuadro para la creación de nuevo Sistema de Coordenadas en Leica Geo Office.
- Imagen 41. Cuadro para crear nuevo proyecto en Leica Geo Office.
- Imagen 42. Coordenadas UTM obtenidas en Leica Geo Office.
- Imagen 43. Croquis comparativo de Ecilda.
- Imagen 44. Croquis comparativo de Artigas- Salto.

Imagen 45. Croquis comparativo de Durazno.
 Imagen 46. Croquis comparativo de Rocha.
 Imagen 47. Predios proyectados en UTM 21S.
 Imagen 48. Propiedades del Sistema de Coordenadas del proyecto UTM 21S.
 Imagen 49. Coordenadas Cartesianas asignadas al proyecto UTM 21S.
 Imagen 50. Comparación de predios proyectados en UTM y su transformación de coordenadas.
 Imagen 51. Fotografía satelital extraída de Google Earth.
 Imagen 52. Relevamiento con GNSS.
 Imagen 53. Fotografía donde se indica la ubicación de PDC.
 Imagen 54. Captura de los acimuts calculados en el software Leica Geo Office.
 Imagen 55. Relevamiento con ET y su división por zonas.
 Imagen 56. Relevamiento convencional con ET.
 Imagen 57. Relevamiento con Zona 4 y 5.

Índice de Tablas

Tabla 1. Errores introducidos al aproximar la Tierra a un plano.
 Tabla 2. Coordenadas geodésicas en SIRGAS-ROU98 de los puntos seleccionados.
 Tabla 3. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.
 Tabla 4. Coordenadas cartesianas geodésicas.
 Tabla 5. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.
 Tabla 6. Coordenadas cartesianas geodésicas.
 Tabla 7. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.
 Tabla 8. Coordenadas cartesianas geodésicas.
 Tabla 9. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.
 Tabla 10. Coordenadas cartesianas geodésicas.
 Tabla 11. Deformaciones prácticas de la Proyección UTM21S.
 Tabla 12. Deformación lineal y superficial a partir de fórmulas.
 Tabla 13. Comparación de resultados.
 Tabla 14. Coordenadas Topocéntricas.
 Tabla 15. Comparación de resultados.
 Tabla 16. Coordenadas geodésicas de PDC.
 Tabla 17. Calculo de azimut A1-7 y A7-1.
 Tabla 18. Calculo de azimut A7-12 y A12-7.
 Tabla 19. Topocéntricas zona 1.
 Tabla 20. Topocéntricas zona 2.
 Tabla 21. Topocéntricas zona 3.
 Tabla 22. Coordenadas correspondientes a la Zona 1.
 Tabla 23. Coordenadas correspondientes a la Zona 2.
 Tabla 24. Coordenadas correspondientes a la Zona 3.
 Tabla 25. Coordenadas correspondientes a un relevamiento convencional con ET.
 Tabla 26. Coordenadas cartesianas correspondientes al relevamiento convencional.
 Tabla 27. Comparación de coordenadas cartesianas.
 Tabla 28. Comparación de coordenadas planas.
 Tabla 29. Comparación de coordenadas cartesianas.
 Tabla 30. Comparación de coordenadas planas.

Introducción

La temática considerada en este proyecto, busca unificar los conocimientos adquiridos en Topografía, Geodesia y Cartografía Matemática, ya que si bien en la carrera estas disciplinas se estudian individualmente, en el día a día del Ingeniero Agrimensor, existen una infinidad de problemáticas que las combinan.

También motivaron este proyecto, la ausencia de una metodología oficial para la georreferenciación de mensuras con Estación Total (de ahora en adelante ET), y la combinación de éstas con tecnología GNSS (de ahora en adelante GNSS); además del creciente uso de la Universal Transversal Mercator (de ahora en adelante UTM) por distintos profesionales, dada la inexistencia de una proyección cartográfica oficial en Uruguay destinada al uso profesional del Ingeniero Agrimensor, que busque minimizar las deformaciones introducidas.

A raíz de lo antes mencionado, el principal propósito de este trabajo consiste en desarrollar un procedimiento para el empleo complementario del GNSS y ET, en proyectos que así lo demanden y resuelta la interoperabilidad, surge como objetivo secundario, el análisis de las deformaciones introducidas por la proyección cartográfica estandarizada y de uso corriente en Uruguay, la UTM.

En una primera instancia, se desarrollan los conceptos relevantes para la realización del trabajo, en el Marco Teórico.

Luego, se efectúa una exhaustiva investigación del estado de situación en los países Latinoamericanos, implicando la consulta a páginas oficiales y entrevistas a profesionales extranjeros.

Seguidamente, se realiza el primer ensayo, dentro el capítulo IV Análisis Teórico-Práctico, donde se estudia la precisión asociada al aproximar la Tierra por un plano, dando como resultado el alcance del procedimiento en desarrollo.

Luego, a partir de un predio teórico para el cual se disponen de sus coordenadas planas en un sistema de referencia local, se busca efectuar su pasaje a coordenadas UTM y se analizan las deformaciones introducidas, contraponiéndose al cálculo teórico.

En el segundo ensayo, se considera un proyecto que demande el uso complementario de ambas tecnologías, pretendiendo alcanzar criterios geodésicos, topográficos y cartográficos.

Por último, en el capítulo V Conclusiones, se exponen los resultados alcanzados a lo largo de la investigación, junto con un itinerario que detalla el paso a paso para la compatibilización de datos obtenidos de ambas tecnologías.

CAPÍTULO I

Objetivos

OBJETIVOS GENERALES

El objetivo principal del presente trabajo es elaborar criterios para la resolución de problemáticas que engloban las áreas de Geodesia, Cartografía y Topografía, presentes habitualmente en la actividad del Ingeniero Agrimensor.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar las proyecciones cartográficas usualmente empleadas por el Ingeniero Agrimensor.
- Estudiar las deformaciones introducidas por la proyección UTM para un caso particular.
- Investigar la viabilidad del procedimiento de transformación de coordenadas entre Geocéntricas y Topocéntricas, para la compatibilización de relevamientos provenientes de GNSS y ET.
- Desarrollar una metodología para la combinación de los datos mencionados en el ítem anterior.

CAPÍTULO II

Marco Teórico

A continuación se desarrollan conceptos de las disciplinas Topografía, Geodesia y Cartografía, de interés para el desarrollo del presente trabajo. Las definiciones son extraídas de distintas fuentes bibliográficas, detalladas en la sección Bibliografía.

SISTEMAS DE REFERENCIA Y GEODESIA

Se citan seguidamente las principales definiciones dentro de la materia:

“Un Sistema de Referencia es una definición conceptual de teorías, hipótesis y constantes que permiten situar una tripleta de coordenadas en el espacio, (por ejemplo ITRS).

Un Marco de Referencia es la materialización de un sistema de referencia, es una serie de puntos fiduciales que junto con sus coordenadas constituyen la realización práctica del sistema de referencia (ejemplo ITRF05).

Un Sistema de Coordenadas, es la parametrización de las coordenadas de los puntos que forman el marco de referencia.” (Berné J., 2016, p.31)

Sistema de Referencia Global

El Sistema de Referencia Terrestre Internacional (ITRS) es definido por el Servicio Internacional de la Rotación Terrestre y los Sistemas de Referencia (IERS), siendo este el organismo responsable de proporcionar las constantes de referencias para el posicionamiento global.

El ITRS se define como:

- Geocéntrico.
- La unidad de longitud es el metro, del Sistema Internacional (SI).
- El elipsoide de referencia es el GRS80.
- Orientación de los ejes:
 - Eje Z: apunta hacia el polo convencional terrestre medio y coincide con el eje de rotación.
 - Eje X: vector de origen el geocentro que pasa por la intersección del plano ecuatorial con la intersección del meridiano de Greenwich.
 - Eje Y: queda determinado por los anteriores, completando una tripleta de ejes ortogonales entre sí.

Además, el Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas (SIRGAS) se define idéntico al ITRS.

Por otro lado, el popular sistema de referencia WGS84 fue desarrollado por el servicio geográfico de la armada de Estados Unidos, siendo el sistema tridimensional de coordenadas cartesianas de la constelación GPS. Este no se encuentra materializado en la Tierra, su marco de referencia son los satélites y está alineado con el ITRF a nivel centimétrico.

Marco de Referencia Global

“El marco de referencia terrestre Internacional (ITRF) es, según el IERS, la materialización del ITRS, definido por un conjunto de puntos físicamente establecidos con sus coordenadas cartesianas tridimensionales (X, Y, Z) geocéntricas o geográficas y sus velocidades, junto con la matriz varianza covarianza de su solución... El establecer un ITRF no es una tarea fácil, pues hay que considerar y modelar la influencia de la tectónica de placas, mareas globales, efectos de cargas oceánicas y atmosféricas y mareas polares.” (Berné J., 2016, p.42)

Al citado marco de referencia lo constituyen redes de estaciones permanentes a lo largo de toda la superficie terrestre, cuyas posiciones se determinaron por diversas técnicas de geodesia satelital. Su última versión es el ITRF2014.

Por otro lado, el marco de referencia GNSS, que materializa al ITRS, se denomina IGS. Este es una singularización del ITRF, el cual se determina solamente a partir de técnicas de medición GNSS. Su última versión es el IGS14 alineado con el ITRF2014.

A su vez, SIRGAS materializa al ITRF, densifica el número de estaciones y reduce las coordenadas a una misma época, compatibilizando éstas con el ITRF a nivel milimétrico. Su tercera y actual versión adopta el nombre de SIRGAS-CON, constituida por una red de estaciones de operación continua distribuida por toda América Latina, la cual provee coordenadas semanales instantáneas.

Sistema y Marco de Referencia Local

La Infraestructura de datos espaciales del Uruguay (IDEUY) recomienda el uso del Sistema de Referencia SIRGAS-ROU98, definido en base a SIRGAS, época 1995.4. Este surge del ajuste y compensación de la Red Geodésica Nacional y del cálculo de los parámetros de transformación del antiguo Sistema de Referencia Local (ROU-USAMS).

La Red Geodésica Nacional Activa (REGNA-ROU) constituye la materialización del Sistema de Referencia Geocéntrico SIRGAS-ROU98, compuesta por 23 estaciones distribuidas en el territorio nacional.

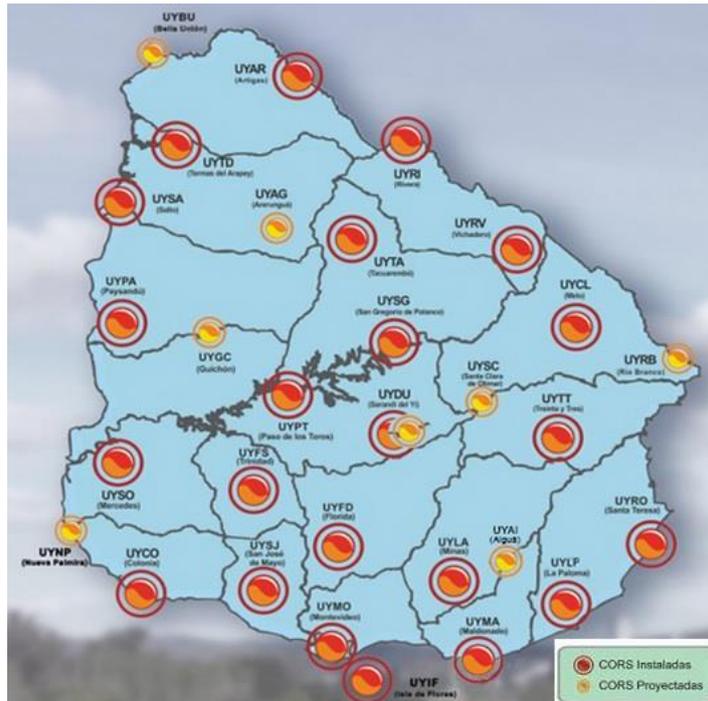


Imagen 1. Estaciones de Referencia de Observación Continua (CORS) en Uruguay.

Transformación de coordenadas

En esta sección se desarrolla el procedimiento para la transformación de coordenadas Geocéntricas a Topocéntricas y viceversa.

Siendo un punto cualquiera P, de coordenadas geodésicas (φ, λ, h) y sus coordenadas cartesianas asociadas (x,y,z) , se transforma el sistema Geocéntrico (x,y,z) a uno Topocéntrico (e,n,h) mediante dos rotaciones y una traslación.

1. Una rotación horaria entorno al eje x, de $90-\varphi$
2. Una rotación horaria entorno al eje z, de $90+\lambda$

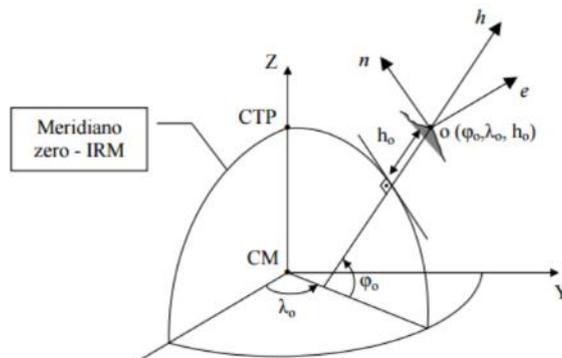


Imagen 2. Esquema con diferentes sistemas de coordenadas.

$$\begin{bmatrix} e \\ n \\ h \end{bmatrix} = R_1 \cdot (90^\circ - \varphi_0) \cdot R_3 \cdot (90^\circ + \lambda_0) \cdot \begin{bmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} e \\ n \\ h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\operatorname{sen} \lambda_0 & \cos \lambda_0 & 0 \\ -\operatorname{sen} \varphi_0 \cdot \cos \lambda_0 & -\operatorname{sen} \varphi_0 \cdot \operatorname{sen} \lambda_0 & \cos \varphi_0 \\ \cos \varphi_0 \cdot \cos \lambda_0 & \cos \varphi_0 \cdot \operatorname{sen} \lambda_0 & \operatorname{sen} \varphi_0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{bmatrix}$$

Considerando las fórmulas planteadas anteriormente, se define el nuevo sistema de coordenadas Topocéntricas centrado en (X_0, Y_0, Z_0) como:

$$\begin{aligned} e &= -\operatorname{sen} \lambda_0 \cdot (X - X_0) + \cos \lambda_0 \cdot (Y - Y_0) \\ n &= -\operatorname{sen} \varphi_0 \cdot \cos \lambda_0 \cdot (X - X_0) - \operatorname{sen} \varphi_0 \cdot \operatorname{sen} \lambda_0 \cdot (Y - Y_0) + \cos \varphi_0 \cdot (Z - Z_0) \\ h &= \cos \varphi_0 \cdot \cos \lambda_0 \cdot (X - X_0) + \cos \varphi_0 \cdot \operatorname{sen} \lambda_0 \cdot (Y - Y_0) + \operatorname{sen} \varphi_0 \cdot (Z - Z_0) \end{aligned}$$

Donde:

- (φ_0, λ_0) = coordenadas geodésicas del punto P
- (X_0, Y_0, Z_0) = coordenadas cartesianas del punto P
- (X, Y, Z) = coordenadas cartesianas de un punto cualquiera sobre la superficie

Análogamente se desarrolla el procedimiento para la transformación de coordenadas Topocéntricas a Geocéntricas.

Siendo P un punto cualquiera de coordenadas locales (e, n, h) , se transforma el sistema Topocéntrico (e, n, h) a uno Geocéntrico (x, y, z) mediante dos rotaciones:

1. Una rotación horaria entorno al eje e de $90 - \varphi$, que alinea el eje h con el eje z.
2. Una rotación horaria entorno al eje z de $90 + \lambda$, que alinea el eje e con el eje x.

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\sin \lambda & -\cos \lambda \sin \varphi & \cos \lambda \cos \varphi \\ \cos \lambda & -\sin \lambda \sin \varphi & \sin \lambda \cos \varphi \\ 0 & \cos \varphi & \sin \varphi \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \Delta e \\ \Delta n \\ \Delta h \end{bmatrix}$$

$$X = X_0 - \sin \lambda \Delta e - \cos \lambda \sin \varphi \Delta n + \cos \lambda \cos \varphi \Delta h$$

$$Y = Y_0 + \cos \lambda \Delta e - \sin \lambda \sin \varphi \Delta n + \sin \lambda \cos \varphi \Delta h$$

$$Z = Z_0 + \cos \varphi \Delta n + \sin \varphi \Delta h$$

Donde:

- (φ, λ) = coordenadas geodésicas del punto P
- (X_0, Y_0, Z_0) = coordenadas cartesianas del punto P
- $(\Delta e, \Delta n, \Delta h)$ = diferencia entre las coordenadas Topocéntricas del punto P y de cualquier punto sobre la superficie, en el sistema Local.

Asimilación de la Tierra a un Plano

El propósito del siguiente apartado es determinar hasta cuándo es aceptable aproximar la Tierra a un plano, en el marco de la transformación de coordenadas Topocéntricas (provenientes de un relevamiento con ET) a Geocéntricas.

Siendo M y P puntos sobre la superficie terrestre, se definen m y p, como sus respectivas proyecciones ortogonales sobre una esfera cuyo radio R, es el radio medio Gaussiano de la zona de trabajo.

El Radio medio Gaussiano se define como:

$$R = \sqrt{M \cdot N}$$

Siendo:

$$N = \frac{a}{\sqrt{1-e^2 \cdot \sin^2 \varphi}} = \frac{a}{W} \quad \text{y} \quad M = \frac{a(1-e^2)}{(1-e^2 \cdot \sin^2 \varphi)^{3/2}} = \frac{a \cdot (1-e^2)}{W^3}$$

Donde:

mT- Plano tangente a la esfera en m

P'- Proyección cónica de P en el Plano

P''- Proyección de P sobre plano mT, tal

que mp=mp'

Sea D=mp y D'=mp'

$$mp' = D' = R \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$mp = D = R \cdot \alpha$$

$$\Delta D = D' - D = R \cdot (\operatorname{tg} \alpha - \alpha)$$

Desarrollando $\operatorname{tg} \alpha = \alpha + \frac{\alpha^3}{3} + \dots$ se define el error en horizontal (ΔD):

$$\Delta D = R \cdot \left(\frac{\alpha^3}{3}\right) \quad \text{o} \quad \Delta D = \frac{D^3}{3 \cdot R^2}$$

Se define el error en vertical (Δh)

$$\begin{aligned} \Delta h &= h - h' = cp' - cp = \sqrt{R^2 + D^2} - R \\ &= R \cdot (\sqrt{1 + \alpha^2} - 1) \end{aligned}$$

Donde:

D= distancia entre el punto de estación (m) y punto de interés (p).

R= Radio de la tierra

mT= plano tangente a la esfera en m

P' =Proyección cónica de P en el plano

P'' = Proyección de P sobre el plano mT, tal que mp = mp''

a= semieje mayor del elipsoide.

e²= primera excentricidad del elipsoide.

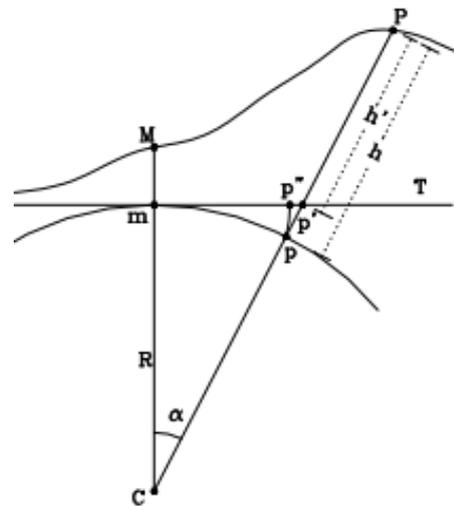


Imagen 3. Esquema 1 de aproximación de la Tierra al Plano.

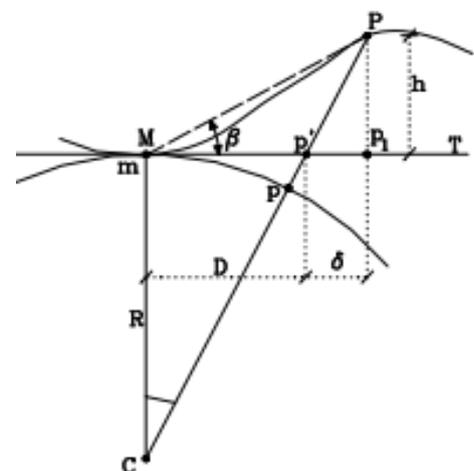


Imagen 4. Esquema 2 de aproximación de la Tierra al Plano.

El problema inverso de la Geodesia

Conocidas las coordenadas geodésicas $(\varphi_1, \lambda_1, \varphi_2, \lambda_2)$ de dos vértices 1 y 2, se puede hallar la distancia geodésica (s) que los separa y los acimuts de la línea geodésica (A_{12} y A_{21}) en ambos puntos.

A continuación se desarrolla uno de los posibles métodos para su resolución, de forma iterativa.

Se calcula $W_i = \sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 \varphi_i}$, iniciando la solución iterativa con $\Delta a = \Delta b = 0$

$$\Delta a = -\frac{W_1^4 \text{tg} \varphi_1}{a^2 (1 - e^2)^2} \cdot [3e^2 \cdot \cos^2 A_{12} \cdot \cos^2 \varphi_1 + (1 - e^2) \cdot \text{sen}^2 A_{12}] \frac{s^2}{2}$$

$$\Delta b = \frac{W_1^2 \cdot \text{sen} 2A_{12} \cdot \text{tg} \varphi_1 s^2}{a^2 \cdot \cos \varphi_1 \cdot 2}$$

$$\text{tg} A_{12} = \frac{W_1^2 \cos \varphi_1}{(1 - e^2)} \frac{\Delta \lambda - \Delta b}{\Delta \varphi - \Delta a}$$

$$s = \frac{a \cdot \cos \varphi_1 (\Delta \lambda - \Delta b)}{W_1 \text{sen} A_{12}}$$

$$A_{21} = A_{12} + 180 + \frac{W}{a} \text{sen} A_{12} \cdot \text{tg} \varphi_1 \cdot s + \frac{W^2 \text{sen} 2A_{12}}{2a^2} \left[\frac{2(1 - e^2 \text{sen}^2 \varphi_1) - \cos^2 \varphi_1 (1 + e^2 \text{sen}^2 \varphi_1)}{\cos^2 \varphi_1 (1 - e^2)} \right] \frac{s^2}{2}$$

$$A_{21} = A_{12} + 180 + \Delta A$$

Por lo tanto, una vez que se halle el acimut A_{12} y la distancia s , se puede calcular ΔA .

$$\Delta A = \frac{W}{a} \text{sen} A_{12} \cdot \text{tg} \varphi_1 \cdot s + \frac{W^2 \text{sen} 2A_{12}}{2a^2} \left[\frac{2(1 - e^2 \text{sen}^2 \varphi_1) - \cos^2 \varphi_1 (1 + e^2 \text{sen}^2 \varphi_1)}{\cos^2 \varphi_1 (1 - e^2)} \right] \frac{s^2}{2}$$

Hasta distancias de 19 Km, se emplean las versiones simplificadas de Puissant:

$$\Delta A = \Delta \lambda * \text{sen} \varphi_2$$

$$s = \frac{\Delta \lambda N_2}{\text{sen} A_{12} \text{sec} \varphi_2}$$

Donde:

a = semieje mayor del elipsoide.

e^2 = primera excentricidad del elipsoide.

$\Delta \lambda$ =diferencia de las longitudes.

φ_m =latitud media

N = radio curvatura en el vertical primario.

M = radio curvatura en el meridiano.

TECNOLOGÍAS DE MEDICIÓN DIRECTAS

A continuación se analizan las principales características de la ET y del GNSS. Dicho instrumental, es comúnmente empleado en la actualidad, para capturar datos directamente en el terreno, basándose en el principio de ubicar tridimensionalmente cualquier punto.

Instrumento Estación Total

La ET combina tres componentes básicos, medición de distancias, medición de ángulos y una microprocesadora. Las capacidades varían según los diferentes instrumentos, pero algunos cálculos estándar son:

- obtención de promedios de mediciones múltiples
- corrección electrónica de distancias medidas por constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura
- cálculo de coordenadas a partir de datos de ángulos y distancias
- reducción de las distancias inclinadas a sus componentes horizontal y vertical

En la imagen 5 se definen tres ejes principales en la ET, el eje de Colimación correspondiente con la recta ZZ, el eje horizontal correspondiente con la recta KK y el eje vertical correspondiente con la recta VV. Para que el instrumento se encuentre ajustado correctamente, el eje horizontal debe ser perpendicular al eje vertical, el eje de colimación debe de ser perpendicular al eje horizontal y además al apuntar hacia el cenit la lectura del círculo vertical debe de ser cero.

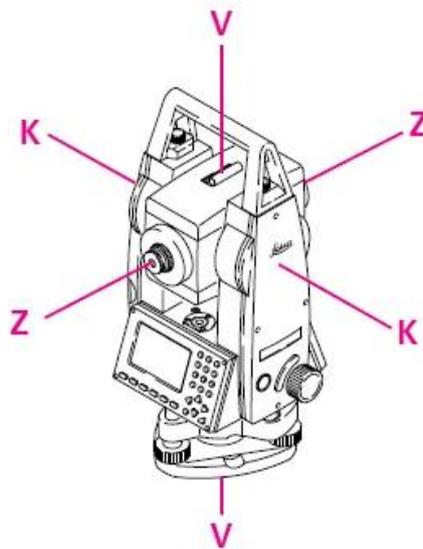


Imagen 5. Ejes de la ET.

Durante el ejercicio de la profesión el Agrimensor se deberá apegar al siguiente axioma: “*los instrumentos siempre deberán conservarse con un buen ajuste, pero usarse como si no lo tuvieran*” (Wolf y Ghilani, 2013, p.215)

Medición de ángulos

La fórmula que relaciona distancias con ángulos está dada por la relación:

$$S=R\theta$$

S es la longitud del arco subtendido por un ángulo θ en radianes, a una distancia R.

De acuerdo con la relación anterior, se tendrá un error de más o menos 1 minuto al medir un ángulo si la visual está desalineada 0.025 metros en una distancia de aproximadamente 100 metros. Por esta razón se destaca la importancia de estacionar el instrumento y visualizar los puntos de interés correctamente, especialmente en distancias cortas.

Una precaución que se sugiere adoptar en casos de extrema precisión, es la aplicación de la regla de Bessel, la misma consiste en visar dos veces cada objetivo, una vez con el anteojo en modo directo y la otra en modo inverso. Al realizar este procedimiento se eliminan los errores axiales. Se adopta el valor promedio de las dos lecturas.

Teniendo en cuenta la precisión de las ET y suponiendo su correcto uso y conservación, los errores sistemáticos son despreciables. Es por esto que la exactitud de una medida dependerá mayoritariamente de la magnitud de los errores accidentales o aleatorios. Se distinguen tres tipos de errores aleatorios:

1. Error de dirección, la plomada óptica no coincidirá exactamente con el punto de estación ni el prisma se situará perfectamente sobre el punto a visar. La suma de ambos errores no será mayor a 2,5 cm.
2. Error de puntería, tanto las medidas acimutales como las cenitales se visan con error en puntería. Si se trata de distancias largas se recomienda realizar la observación a la base del prisma, el error admitido será de:

$$ep = \frac{50''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right)$$

Siendo A el aumento del anteojo de la ET.

En distancias cortas, donde se visualice el objetivo claramente, se tomará un error de:

$$ep = \frac{20''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right)$$

3. Error de lectura, se admite como error la precisión angular del equipo.

Métodos de aumento de la precisión de las mediciones de ángulos

Los procedimientos expuestos a continuación se basan en medir un número progresivo de veces el mismo ángulo, aumentando así la precisión del resultado al adoptar su valor más probable.

→ Método de repetición

Se visa un punto A fijando el 0 en su dirección. Posteriormente se mide n veces un ángulo α en la dirección del punto B. Se suman todas las lecturas del ángulo realizadas y se dividen por n . El resultado del cálculo será un valor más preciso que al realizar una única lectura.

→ Método de reiteración

Consiste en combinar la medición reiterada de un ángulo con la regla de Bessel. Suponiendo que se desea realizar cuatro reiteraciones, se opera del siguiente modo:

1. Se dirige la puntería al primer punto en el sentido de la graduación. Se realiza la medición.
2. Puntería al segundo punto. Se anota la lectura.
3. Giro de 180° y anteojo en posición inversa.
4. Puntería al segundo punto. Lectura
5. Puntería al primer punto. Lectura.
6. Nuevo giro de 180° y vuelta de campana.
7. Se gira el limbo 90° aproximadamente.
8. Se actúa de nuevo como en 1, 2, 3, 4, 5.

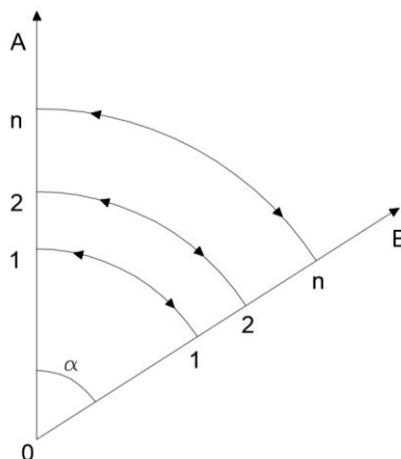


Imagen 6. Esquema de reiteración.

$$\alpha = \alpha^1 + l_1 + l_2 + p_1 + p_2 + v + d \quad (\text{primera reiteración})$$

$$\alpha = \alpha^2 + l_3 + l_4 + p_3 + p_4 + v + d \quad (\text{primera reiteración})$$

.....

$$\alpha = \alpha^n + l_{2n-1} + l_{2n} + p_{2n-1} + p_{2n} + v + d \quad (\text{n reiteración})$$

De donde surge que:

$$\alpha = \frac{\sum_1^n \alpha^i}{n} + \frac{\sum_1^{2n} l_i}{n} + \frac{\sum_1^{2n} p_i}{n} + v + d$$

Donde:

l_1 = error de lectura en 01B.

p_1 = error de puntería en 01A.

p_2 = error de puntería en 01B.

v = error de verticalidad.

d = error de dirección.

α_1 = lectura en 01B.

De este modo se mide el ángulo cuatro veces, una en cada cuadrante del limbo.

El método de reiteración es el más conveniente cuando el número de objetivos a medir es superior o igual a dos. El método de repeticiones queda relegado a mediciones de alta precisión.

Medición de distancias

Las principales fuentes de error en las medidas de distancia con instrumentos que emplean luz infrarroja son:

1. Error en la constante instrumental, discrepancia entre el centro electrónico y el centro geométrico.
2. Error en la constante del reflector, discrepancia entre los centros ópticos y geométricos de los reflectores.

En general estos dos errores suelen considerarse combinados, dando lugar a una constante que es la suma de los dos. La constante es brindada por el fabricante y es importante contar con ella al trabajar con reflectores externos a los que ya venían incluidos con la compra de la ET.

3. Error en la frecuencia y cíclico, depende de las frecuencias moduladas y del índice de refracción del aire. Cuando el sistema electrónico mide la distancia, obtiene un valor en función del índice de refracción estándar, pero en la trayectoria del rayo, el índice de refracción del medio tiene otro valor. En la actualidad los instrumentos realizan esta corrección, calculando el índice de refracción correcto, en función de la temperatura y presión que el operador introduce.

Por otro lado, las ET cuentan con la opción de medir distancias con láser, permitiendo llegar a objetivos inaccesibles, además de no necesitar de la ayuda de un operador que coloque el prisma. Sin embargo, es necesario tener en cuenta en la práctica, las siguientes consideraciones:

- La precisión en la medida de distancias cortas (hasta 35 m) es la misma al utilizar prisma o láser, por otro lado en distancias largas la precisión al utilizar el prisma es mayor.

- Los ladrillos son el material de la superficie de interés con mejores resultado en la precisión, mientras que el acero el peor.
- La precisión en las superficies blancas es la más alta, mientras que las superficies negras tienen la peor.

Métodos planimétricos

- Método de Radiación: es útil cuando el área de trabajo está comprendida dentro del alcance del instrumento. Desde un solo punto se miden los distintos objetivos. El inconveniente del procedimiento es la falta de homogeneidad de la precisión. La misma decrece a medida que aumenta la distancia entre el punto medido y la estación.
- Intersección Directa: conociendo longitud y acimut del lado DI expuesto en la imagen 7, se estaciona sobre D e I y se miden los ángulos que forman con la base las visuales al punto V, cuyos datos se quieren obtener.

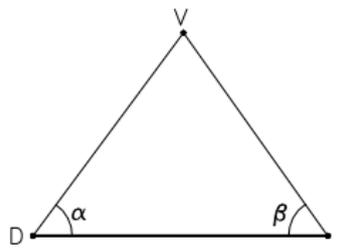
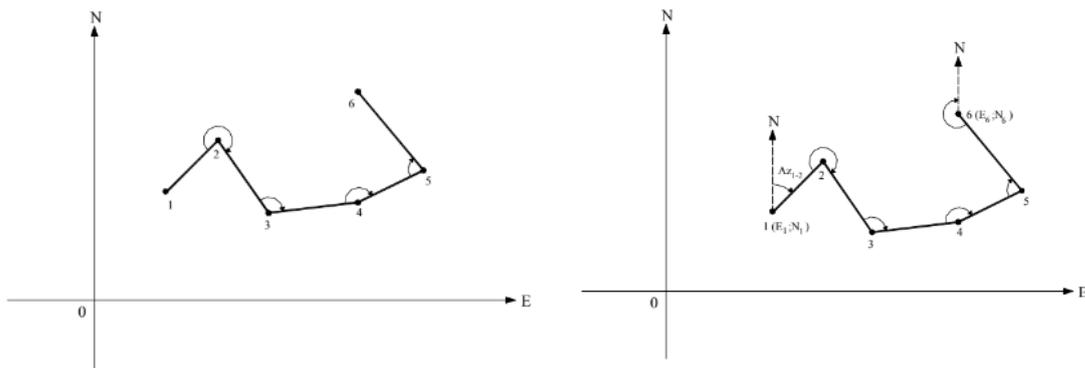


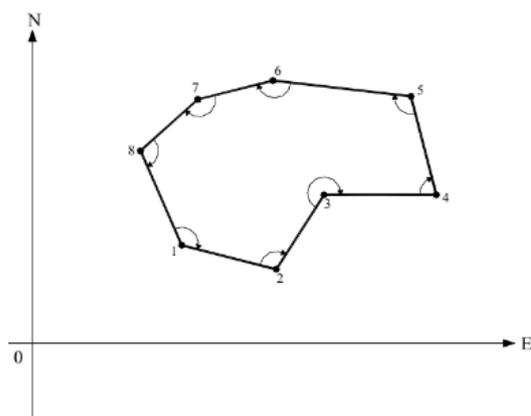
Imagen 7. Esquema del procedimiento de Intersección Directa.

- Intersección Inversa: consiste en la determinación de la posición planimétrica de puntos, mediante observaciones de ángulos y distancias dirigidas a puntos de coordenadas conocidas. En este método se basa la estación libre.
- Método de Trilateración: se resuelve un triángulo únicamente midiendo sus lados. El procedimiento es suficientemente preciso a grandes distancias.
- Poligonación: este método consiste en unir puntos (vértices) intervisibles respecto a sus adyacentes, mediante tramos rectos conformando una figura geométrica abierta o cerrada. Se emplea generalmente en levantamientos y replanteos de gran extensión. Sirve de apoyo para la ejecución de otros métodos planimétricos.



A. Poligonal abierta

B. Poligonal enmarcada



C. Poligonal cerrada

Imagen 8. Tipo de poligonales.

Sistema de Navegación Global Satelital (GNSS)

Esta técnica de medición surge en la década de los 60's, con fines militares desarrollada por las fuerzas armadas estadounidenses. Es aplicada a las ciencias atmosféricas, la dinámica terrestre, el movimiento de las placas y el comportamiento global. La Geodesia espacial es la responsable de su surgimiento.

Las cuatro técnicas fundamentales para trabajar, con precisiones centimétricas, en geodesia espacial son:

- GNSS: Sistema de Satélites de Navegación Global, Global Navigation Satellite System.
- SLR: Satellite Laser Ranging.
- VLBI: interferometría de muy larga base, Very Long Baseline Interferometry.
- DORIS: Determinación de Órbita y Radio-posicionamiento Integrado por Satélite, Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite.

La técnica GNSS proporciona un posicionamiento geoespacial con cobertura global, donde cada satélite emite una señal en la banda L, para la determinación de distancia satélite-receptor en Tierra.

A partir del tiempo medido en la propagación de la señal, se puede hallar la distancia entre el satélite y el receptor en la época de transmisión y recepción de señal. Para obtener una mayor precisión, se debe medir con fase, lo cual implica determinar el número entero (N) de longitudes de onda (λ) y la fase remanente (θ).

Por otro lado, SLR es un sistema de observación de distancia por rayos láser, con satélites pasivos. El proceso consiste en emitir un pulso muy corto y potente de luz láser, mediante un Telescopio Láser, a los reflectores de los satélites. El haz de luz viaja hacia el satélite y regresa hacia el receptor del telescopio.

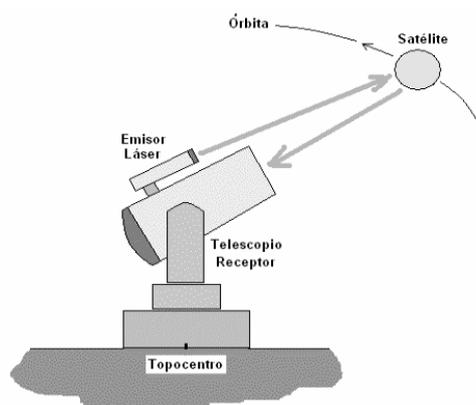


Imagen 9. Esquema de método SLR.

Esta técnica contribuye a la definición del Marco de Referencia Internacional Terrestre (ITRF) y es la que mejor define el centro de masa de la Tierra.

En cuanto a la técnica VLBI, se basa en la observación de emisiones de radio de fuentes muy lejanas, objetos extragalácticos (cuásares). Este método vincula el sistema de referencia terrestre con el sistema de referencia celeste.

Finalmente, la técnica DORIS, es un sistema de determinación de órbitas bajas, donde los satélites reciben una señal de una red de más de 60 balizas instaladas en la Tierra, y el receptor ubicado en el satélite calcula la posición según el principio Doppler.

Sistemas de Tiempos

Al efectuar mediciones GNSS, se debe establecer un sistema de referencia de tiempos, para relacionar los sistemas de referencia terrestres y espaciales, así como para estudiar las órbitas.

El Tiempo Sidéreo es lo que tarda la Tierra en girar sobre sí misma, tomando como referencia el punto Aries (23h 56m 4.091s), mientras que el Tiempo Solar es el tiempo transcurrido entre dos pasos del Sol por el meridiano del lugar (24 hs).

Por otro lado, se define el Tiempo Universal (UT) o civil, el cual es la medición del periodo de rotación de la Tierra, a partir de referencias astronómicas.

El tiempo atómico internacional (TAI) es una base de tiempos uniforme en la Tierra y es mantenido por una red de relojes atómicos distribuidos por el mundo, el cual cuenta con enorme precisión y estabilidad.

El Tiempo Universal Coordinado (UTC) es un tiempo atómico internacional que se mantiene a menos de 0.9 segundos del TAI, debido a la disminución de la velocidad de rotación de la Tierra. A esta variación de segundos se la denomina Leap Seconds.

Finalmente, el Tiempo GNSS es un escala de tiempo atómica, que no es alterado por Leap Seconds. Se toma como época de origen las 0^h UTC de la noche del 5 al 6 de enero de 1980, y de ahí se enumeran las semanas GPS, en ciclos de 1024 semanas.

Efemérides

En el sistema GNSS, se le denomina efemérides a los datos necesarios para determinar la posición del satélite en el espacio.

Es importante destacar que la trayectoria descrita no es estrictamente una órbita kepleriana, debido a que se ve influenciada por fuerzas perturbadoras (campo gravitatorio terrestre, Luna, Sol, entre otras).

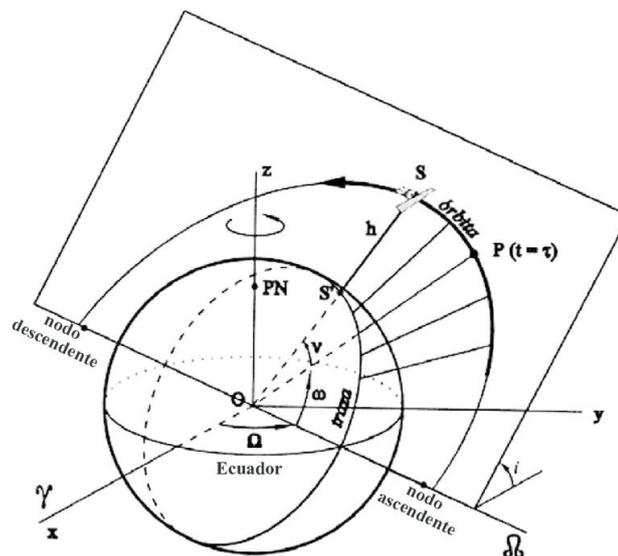


Imagen 10. Parámetros orbitales.

- Efemérides transmitidas o radiodifundidas: son datos que sirven para determinar la posición del satélite en la órbita, vienen con el mensaje de navegación, siendo predicciones de los parámetros reales, de una validez de 2 horas y se envían en tiempo real.
- Efemérides precisas: son datos (X, Y, Z) de alta precisión de la posición del satélite en la órbita, no son parámetros orbitales. Se encuentran disponibles luego de un periodo de tiempo; existen tres tipos de efemérides precisas:

- Ultrarrápidas, 3 cm de precisión.
- Rápida, 2.5 cm de precisión.
- Final, 2.5 cm de precisión.

Posicionamiento con GNSS

Conociendo la posición de al menos cuatro satélites (a partir de las efemérides), basta con medir la distancia entre el satélite y el receptor para obtener la posición del mismo. El mensaje transmitido por los satélites es una onda electromagnética, la cual se propaga en el vacío a la velocidad de la luz. Existen dos métodos:

- Medición en código: el satélite y el receptor simultáneamente reproducen una marca en el tiempo y al llegar la señal al receptor son comparadas. La comparación se realiza entre la señal recibida del satélite y la señal generada por el receptor, determinando el t de propagación. $D = v \cdot t$
- Medición en fase: se mide la distancia satélite- receptor a partir de determinar el número entero N de longitudes de onda λ y la parte no entera θ .

$$D = \lambda \cdot (N + \theta)$$

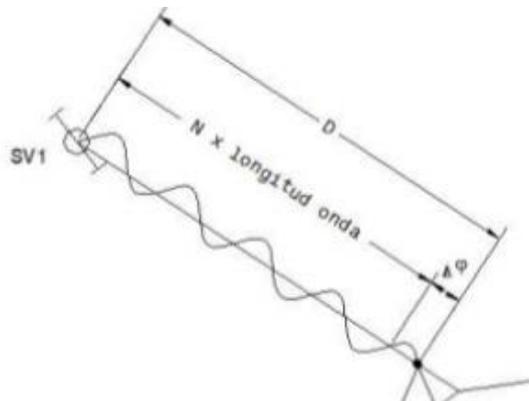


Imagen 11. Esquema de medición en fase.

Fuentes de error GNSS

Tanto la medición con fase como la con código, se ve afectada por errores sistemáticos y aleatorios, asociados al satélite, al medio de propagación y al receptor. Los errores más destacados son:

- Asociados al Satélite:
 - Errores orbitales: imprecisión de las efemérides transmitidas, producido por mareas, inclinación de la órbita, variación del campo gravitatorio y viento solar.
 - Offset del reloj: falta de sincronización con tiempo atómico GPS en satélite y receptor; la oscilación del reloj en el satélite y el receptor es diferente debido a la relatividad.
 - Errores relativistas: distinto comportamiento de los osciladores debido a la diferencia gravitacional entre satélite-receptor y la rotación de este

- Asociados a la propagación de la onda:
 - Error Ionosférico: retrasa la señal, afecta tanto a la medición en fase como a la medición en código, pero en sentido contrario.
 - Error Troposférico: retrasa la señal de medición en código y fase de igual modo.
 - Pérdida de ciclo: interrupción en la señal que afecta a la medición con fase.
- Asociados al Receptor:
 - Retardo de Instrumental (Antena, cables y filtros): afecta a la medición con código y fase
 - Efecto Multicamino: se debe a múltiples reflexiones de la señal emitida, varía según la frecuencia.
 - Estado del reloj del receptor (Offset del reloj): es menos preciso que el de los satélites.
 - Offset de la antena: falta de coincidencia entre el centro radioeléctrico y mecánico.

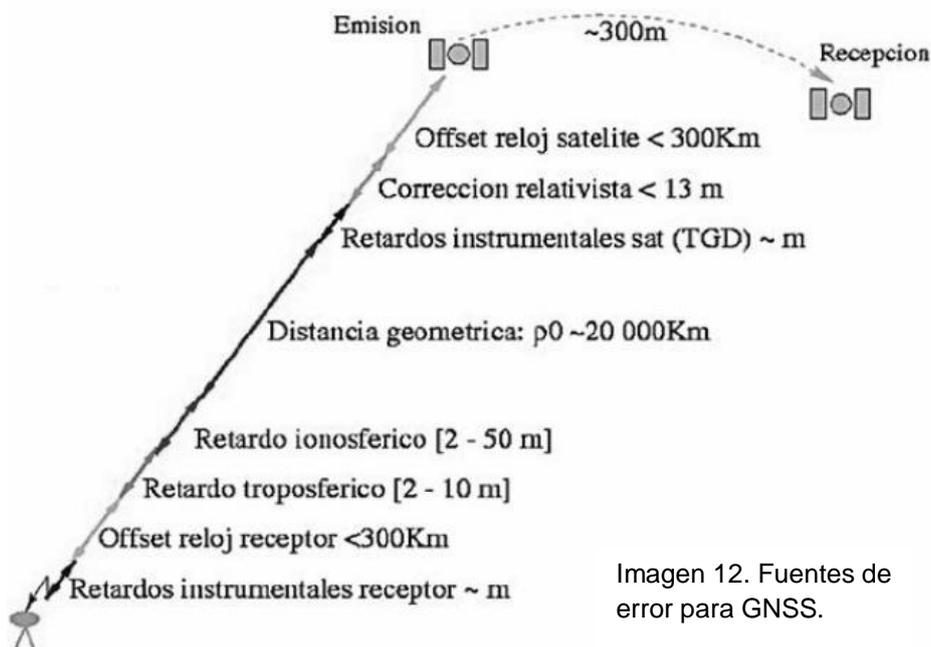


Imagen 12. Fuentes de error para GNSS.

Métodos de medición GNSS

De acuerdo al instrumental, las precisiones exigidas y los observables, se definen distintos métodos de medición con la tecnología en cuestión. Se clasifican según:

- el momento en el que se efectúa el cálculo:
 - Postproceso: la obtención de coordenadas se efectúa después de la observación.
 - Tiempo Real: la obtención de coordenada se efectúa en el mismo momento de la observación.

→ el número de receptores:

- Absoluto: se trabaja con un solo receptor, se obtienen sus coordenadas en un sistema global.
- Relativo o Diferencial: se necesitan dos receptores como mínimo, los cuales generan un incremento de coordenadas ($\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$), que eliminan la mayoría de los errores (atmosféricos y estado de los relojes).

→ el lapso de tiempo dedicado a cada observación y la movilidad o no del receptor:

- Estático: se estacionan varios receptores en varios puntos (receptor GNSS fijo), durante un periodo de tiempo prolongado, variando la distancia entre ellos (1-3 horas en distancias de 20-50 km). Es un método utilizado para control geodésico de redes nacionales e internacionales, control de movimientos tectónicos, base de replanteos en obras, redes topográficas, entre otros.
- Estático rápido: es un posicionamiento estático con periodos más cortos de observación y distancias más cortas entre los receptores (receptor GNSS fijo). Las aplicaciones más habituales son la determinación de puntos de control, apoyos fotogramétricos, etc.
- Cinemático: se trabaja con al menos dos receptores, una estación de referencia y un elemento móvil. Es el método fundamental para navegación, determinación de la trayectoria de objetos en movimiento, medición de perfiles transversales y en levantamientos hidrográficos.
- Cinemático RTK: se trabaja con dos receptores simultáneamente en dos posiciones diferentes, una de ellas conocida. Al receptor que permanece fijo se le llama estación de referencia, y al otro, móvil o rover. Este método permite cuantificar algunos errores propios del sistema GNSS. Se denomina RTK por realizarse la corrección en tiempo real, a partir de observables de fase. Es el método básico en topografía.

Evolución de la Cartografía

El objetivo de la Geodesia es estudiar la forma y dimensiones del planeta Tierra, su campo de gravedad y sus variaciones temporales.

Los griegos pensaban que la Tierra era un disco aplastado, sostenido por el aire, que contenía a la tierra y que estaba rodeado de agua, surgiendo el primer mapamundi conocido.

Por otro lado, se le atribuye al filósofo y matemático griego Pitágoras (570 a.C. - 500 a.C.), aunque no sin cierta polémica, la idea de esfericidad de la Tierra. Se creía que la esfera es la forma geométrica más perfecta, por lo tanto, este planeta repleto de los hombres y obra de los dioses, debía de tener esa forma.

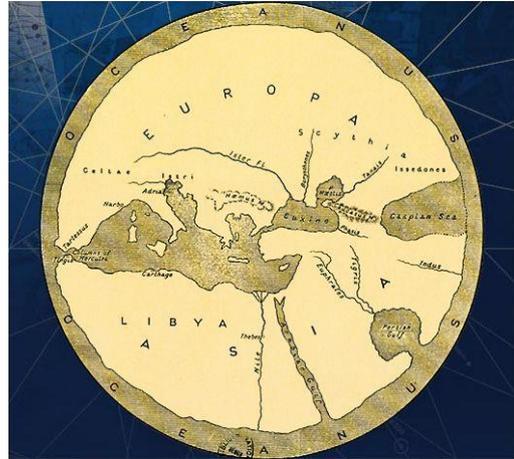


Imagen 13. Primer mapamundi conocido.

Este pensamiento es recogido por Aristóteles en su *“Tratado del cielo”*, donde presenta argumentos físicos y lógicos que apoyan esta teoría. Algunos de estos argumentos fueron: al mirar al cielo, podemos ver que los astros que se mueven, como la luna, son redondos. Otro argumento se centraba en que la Tierra al situarse entre la luna y el sol, presenta una sombra circular; y a su vez, si el planeta fuera plano, los eclipses lunares se verían a la misma hora en todas partes.

El pensamiento medieval, se aferraba a la idea de que nuestro planeta era plano, ya que siguiendo una interpretación literal de la Biblia, describe el universo como un gran tabernáculo donde se encuentra la Tierra, que es plana, rectangular, y está rodeada por el océano.

La esfera perfecta se mantuvo hasta el siglo XVII. Isaac Newton (1643-1727) llegó a la conclusión de que la Tierra debía de estar ligeramente achatada por los polos y ensanchada por el ecuador, debido a sus descubrimientos.

Desde entonces hasta la actualidad, se han ido realizando diferentes mediciones para conseguir elipsoides que se aproximen lo mejor posible a la forma de la superficie terrestre.

Sin embargo, las mediciones desde la geodesia demuestran que dicha superficie no es un elipsoide, sino que existen variaciones de nivel de una región a



Imagen 14. Mapa de T en O. Cartografía medieval.

otra, debido a variaciones locales de la gravedad, que son consecuencia de la composición geológica no uniforme y de otras irregularidades.

Aristóteles, en su *“Tratado del cielo”*, comentaba que los matemáticos habían calculado la longitud de la circunferencia del globo terráqueo, estableciéndola en 400.000 estadios.

La siguiente estimación fue la obra *“El Arenario”*, de Arquímedes de Siracusa (288 a.C. - 212 a.C.); donde se estima la cantidad de granos de arena que hay en el universo, afirmando que *“el perímetro de la Tierra es de 3.000.000 de estadios y no más”*.

La medición más famosa del perímetro se debe a Eratóstenes de Cirenes (285 a.C - 195 a.C.), la cual fue una doble medición, del ángulo y de la longitud, de un arco del meridiano que pasa por Alejandría, obteniendo una estimación de 252.000 estadios.

Luego, el griego Posidonio (130 a.C. - 50 a.C.), mide un arco de meridiano entre Rodas y Alejandría. Este se percató de cierta estrella, la cual en Rodas se veía sobre el horizonte; pero en Alejandría la misma estrella se veía elevada en el cielo un ángulo igual a 1/48 de la circunferencia terrestre.

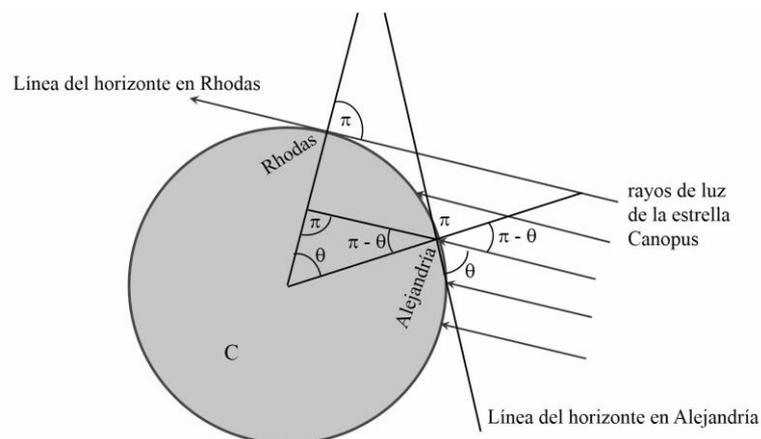


Imagen 15. Esquema de Medición de Posidonio.

El método de Posidonio es sencillo e ingenioso, y geoméricamente impecable, pero no considero la refracción atmosférica.

La técnica empleada posteriormente, para medir el meridiano de la Tierra y, por lo tanto, sus dimensiones, fue la triangulación; la cual consiste en dividir el terreno en triángulos.

En la búsqueda a lo largo de la historia, lo siguiente que se define, luego de la obtención del radio y el perímetro terrestre, fueron las coordenadas geográficas (latitud y longitud).

Estas permiten determinar de forma única la posición de cualquier punto de la superficie

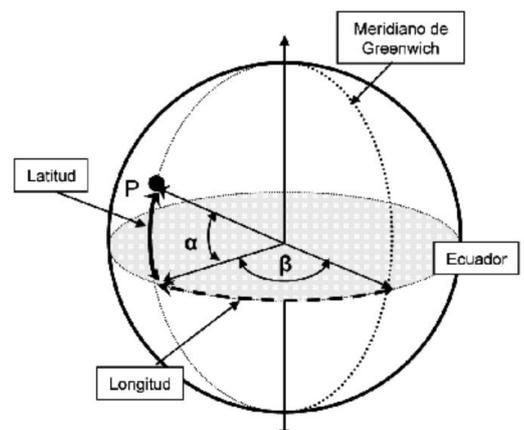


Imagen 16. Esquema de Coordenadas Geográficas.

terrestre. Se introduce una red geográfica por paralelos y meridianos. Para poder definir las coordenadas, se debe de tener en cuenta el movimiento de rotación de la Tierra, alrededor de un eje imaginario que pasa por su centro.

Proyecciones Cartográficas

Entendiendo por desarrollable aquellas superficies que al llevarlas a un plano no presentan deformación alguna, existen superficies desarrollables como el cilindro o el cono y otras que no lo son, como es el caso de la esfera o el elipsoide, cuerpos geométricos usualmente utilizados en la aproximación de la forma terrestre.

Las proyecciones cartográficas (de ahora en adelante PC) resuelven el problema de las superficies no desarrollables, mediante una correspondencia biunívoca entre ambas, donde a cada punto del elipsoide o de la esfera le corresponde un punto sobre el plano. Siendo A un punto cualquiera sobre el elipsoide, de coordenadas geodésicas (φ, λ) y A' su correspondiente en el plano, de coordenadas cartesianas (x,y), se relacionan a través de las funciones (f,g), resultando:

$$x=f(\varphi, \lambda)$$

$$y=g(\varphi, \lambda)$$

Las proyecciones se clasifica según:

- Según el fundamento de su construcción:
 - Geométricas.
 - Matemáticas, sólo se constituyen por algoritmos matemáticos.
- La ubicación del punto de vista de proyección:
 - Gnomónica, coincide con el centro de la esfera.
 - Estereográfica, en el punto diametralmente opuesto al plano tangente sobre la superficie.
 - Escenográfica, un punto cualquiera del exterior a la esfera.
 - Ortográfica, en el infinito.

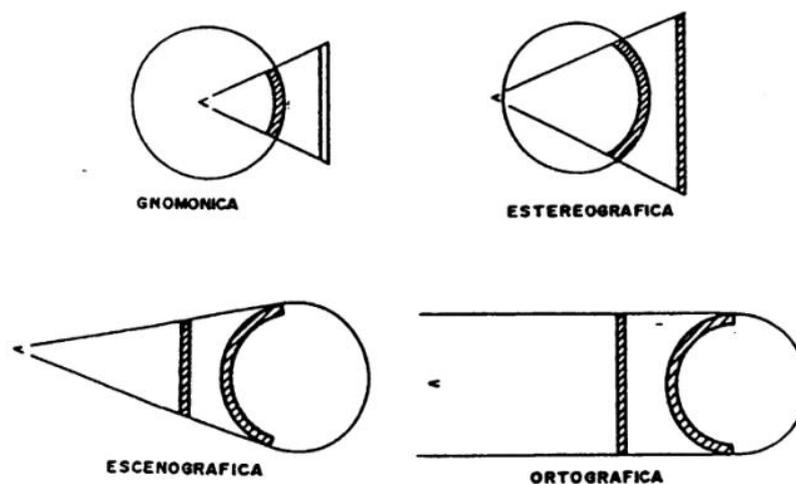


Imagen 17. Clasificación de las PC según la perspectiva de la proyección.

- Según la orientación de la superficie de tangencia con respecto al plano del ecuador:
 - Normales o directas, el eje de la superficie de proyección es normal al plano del ecuador .
 - Transversas, el eje de la superficie de proyección es paralelo al plano del ecuador.
 - Oblicuas, no cumple ninguno de los dos criterios anteriores.
- Según la forma de la superficie intermediaria:
 - Plana
 - Cilíndrica
 - Cónica
 - Poliédrica

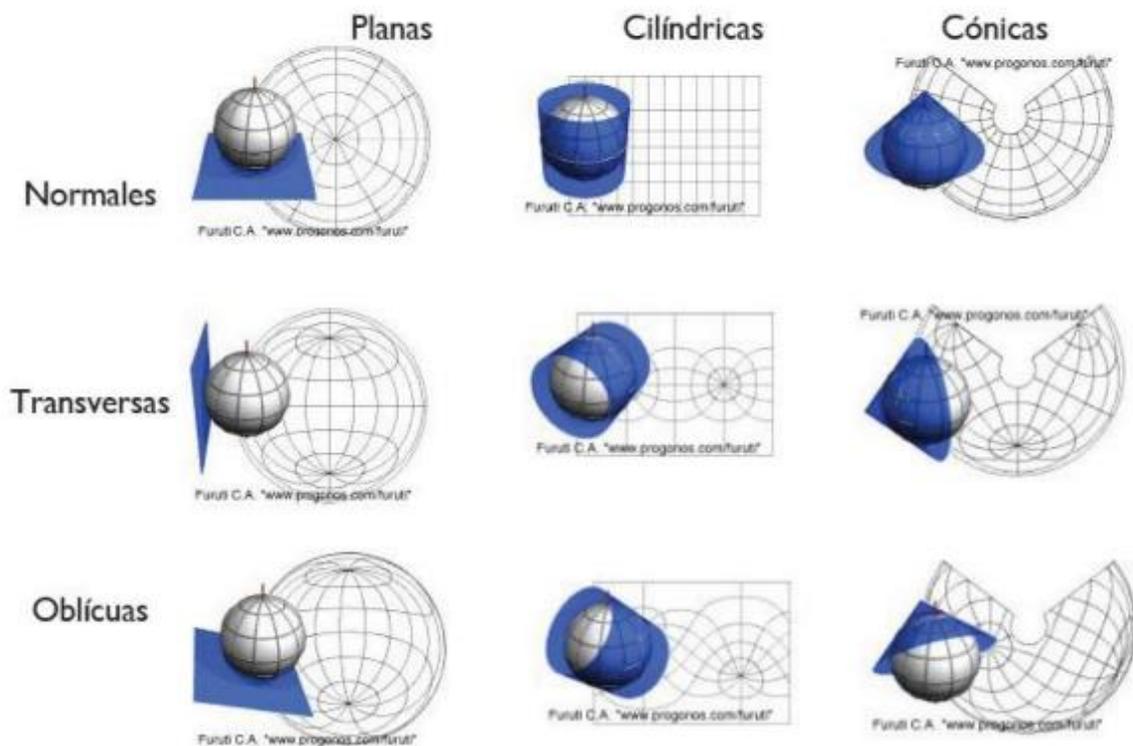


Imagen 18. Representaciones por desarrollo de PC.

- Según las propiedades que conservan:
 - Conformes, conservan los ángulos.
 - Equivalentes, conservan las áreas.
 - Equidistantes, conservan distancias.
 - Afilácticas, no conserva ninguna de las propiedades anteriores.

Como se mencionó anteriormente, es inevitable la presencia de deformaciones al llevar un elipsoide o esfera a un plano.

A continuación se desarrollan los elementos diferenciales sobre un elipsoide y sus transformados en el plano, suponiendo dos meridianos y dos paralelos infinitamente próximos, formando un cuadrilátero infinitesimal. Luego se definen los módulos de deformación correspondientes a distancia, ángulo y superficie.

→ Cálculo de elementos diferenciales sobre el elipsoide:

Sea A un punto cualquier de coordenadas (φ, λ) , los arcos de meridiano AB y paralelo AC quedan definidos por:

$$AB = \rho d\varphi$$

$$AD = N \cos\varphi d\lambda$$

siendo ρ y N radios de curvatura principales del elipsoide en el punto A.

- Elemento lineal (dl)

$$dl = \sqrt{(\rho d\varphi)^2 + (N \cos\varphi d\lambda)^2}$$

- Elemento angular (θ)

$$\theta = \text{atan} \left[\frac{\rho d\varphi}{N \cos\varphi d\lambda} \right]$$

- Elemento superficial (ds)

$$ds = \rho N \cos\varphi d\lambda d\varphi$$

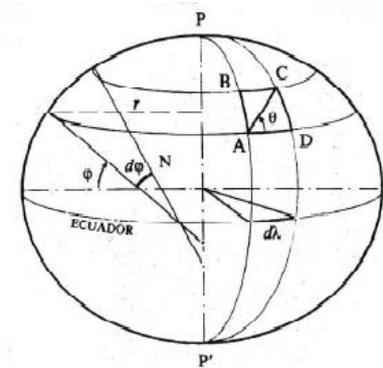


Imagen 19. Parámetros del elipsoide.

→ Cálculo de elementos diferenciales sobre el plano:

Sean A_1 , B_1 , C_1 y D_1 el mismo cuadrilátero sobre el plano.

- Elemento lineal (dl_1)

$$dl_1 = \sqrt{E(d\varphi)^2 + 2F d\varphi d\lambda + G(d\lambda)^2}$$

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

$$G = \left(\frac{\partial x}{\partial \lambda} \right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda} \right)^2$$

$$F = \left(\frac{\partial x}{\partial \varphi} \frac{\partial x}{\partial \lambda} \right) + \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi} \frac{\partial y}{\partial \lambda} \right)$$

- Elemento angular (θ_1)

$$\theta_1 = \text{atan} \left[\frac{dy}{dx} \right]$$

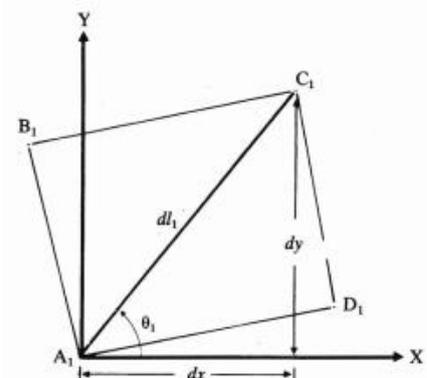


Imagen 20. Esquema de elemento diferencial.

- Elemento superficial (ds_1)

$$ds_1 = \left[\frac{\partial y}{\partial \varphi} \frac{\partial x}{\partial \lambda} - \frac{\partial x}{\partial \varphi} \frac{\partial y}{\partial \lambda} \right] \cdot d\varphi \, d\lambda$$

Se expone seguidamente los módulos de deformación:

→ Módulo de deformación lineal: $L = \frac{dl_1}{dl} = k$

Se denominan proyecciones equidistantes aquellas cuyo módulo de deformación lineal es 1. En estas proyecciones se conservan las distancias.

→ Módulo de deformación angular: $A = \theta_1 - \theta$

Se denominan proyecciones conformes aquellas que conservan los ángulos y en las que el módulo de deformación angular es igual a cero.

→ Módulo de deformación Superficial: $S = \frac{dS_1}{dS}$

Se denominan proyecciones equivalentes aquellas que conservan las superficies y en las que el módulo de deformación superficial es igual a 1.

Proyecciones usualmente empleadas por Ingenieros Agrimensores

→ Proyección Cónica Conforme de Lambert, es una proyección conforme por lo que conserva los ángulos y utiliza al cono como superficie de desarrollo, siendo este tangente al elipsoide por un paralelo determinado.

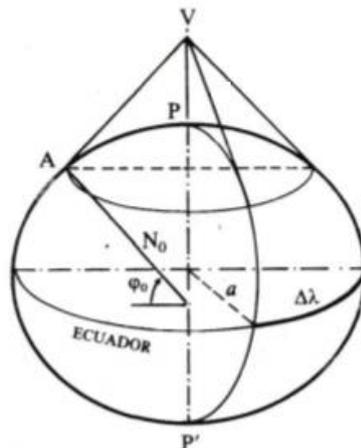


Imagen 21. Esquema de Proyección Cónica.

- Características de la transformación:
 - a. El paralelo de contacto es automecico.
 - b. Los paralelos se representan por arcos de círculos concéntricos cuyo espacio de separación se acorta hacia el centro del mapa.
 - c. Los meridianos se representan por rectas que cortan en ángulos rectos a los paralelos.

- d. Diseñada para la representación de regiones que se extienden de este a oeste.

Esta proyección se caracteriza por ser adecuada para regiones con pequeñas diferencias de extensión en latitud, conservándose allí el área y la escala.

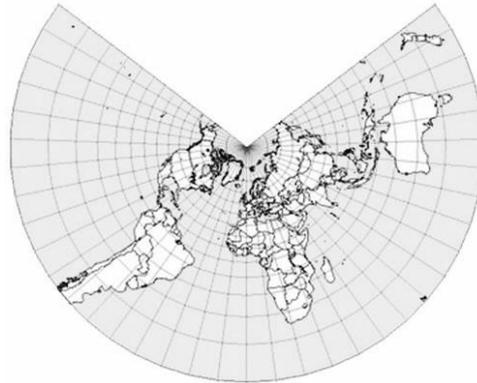


Imagen 22. Proyección Cónica Acimutal.

- Ley de Proyección

$$m = m_0 \left[\operatorname{tg} \frac{\delta}{2} \left(\frac{1 - e \cdot \cos \delta}{1 + e \cdot \cos \delta} \right)^{\frac{e}{2}} \right]^{\cos \delta_0} \quad d\lambda' = d\lambda \cos \delta_0$$

Dónde:

m_0 = es el radio de la transformada del ecuador

e^2 = primera excentricidad del elipsoide

δ = es la colatitud del punto

δ_0 = es la colatitud del paralelo de contacto

- Coeficientes de deformación

Siendo la proyección conforme, la deformación angular es nula; por otra parte, se define el coeficiente de deformación meridiano (β) igual al coeficiente de deformación paralelo (α):

$$\alpha = \beta = \frac{m \cdot n}{R \cdot \sin \delta} = \frac{n m_e \left(\operatorname{tg} \frac{\delta}{2} \right)^{\cos \delta_0}}{R \cdot \sin \delta}$$

Por lo que, el coeficiente de deformación superficial (μ) queda definido por:

$$\mu = \alpha \beta$$

- Carta de Mercator (tierra esférica), publicada en 1569, es una transformación que representa mediante línea recta las curvas sobre la superficie de referencia, que tienen un acimut geodésico constante. Se destaca por su idoneidad en la navegación.

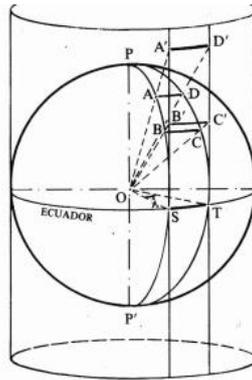


Imagen 23. Esquema de Proyección de Mercator.

- Características de la transformación:
 - a. Los paralelos y meridianos son rectas que cortan en ángulo recto.
 - b. La proyección es conforme.
 - c. Las superficies y distancias son alteradas.
 - d. Es un mapa rectangular.
 - e. La distorsión de áreas, formas y distancias son pequeñas cerca del Ecuador.
 - f. Las rutas loxodrómicas se representan por rectas.

- Carta de Mercator (tierra elipsoidal), se expone a continuación la ley de la proyección, aproximando a la tierra por un elipsoide de revolución.

$$x = a\lambda$$

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

Dónde:

a = semieje mayor del elipsoide de referencia.

e^2 = primera excentricidad del elipsoide

φ = latitud del punto

ρ = radio del paralelo.

- Coeficientes de deformación lineal:
El módulo de deformación lineal k , es independiente de la dirección en cada punto, por ser la proyección conforme. Se define como:

$$k = \frac{a}{\rho} \quad \rho = \frac{a \cdot (1 - e^2)}{(1 - e^2 \cdot \operatorname{sen}^2(\varphi_1))^{3/2}} \quad e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2}$$

Dónde:

a= semieje mayor del elipsoide de referencia.

b= semieje menor del elipsoide de referencia.

ρ = radio del paralelo.

De donde surge que la deformación es menor, cuanto mayor es el radio del paralelo, es decir, cuanto menor es la latitud. Por esto, el ecuador es la única geodésica automecica, mientras que en los polos la deformación lineal es infinita.

- Web Mercator (Auxiliar Sphere)

La proyección es utilizada usualmente en la web, la cual adopta al meridiano de Greenwich como origen de longitud y los parámetros del elipsoide de referencia WGS84 (a:6378137.0, b:6356752.31424.f: 1/298.257223563).

La diferencia con la carta de Mercator reside en que se utiliza una esfera como superficie de referencia, mientras que las coordenadas geográficas se definen utilizando el modelo elipsoidal WGS84.

La proyección no es conforme y las deformaciones son significativas en latitudes cercanas a los polos.

Características de la transformación:

- a. La proyección es cilíndrica.
- b. Sus meridianos son líneas rectas equidistantes.
- c. Sus paralelos son líneas rectas desigualmente espaciadas, pero de manera diferente que en la Mercator conforme.
- d. Sus loxodrómicas (líneas de rumbo) no son líneas rectas.
- e. No es perspectiva.
- f. Sus polos están en el infinito.
- g. No es conforme.
- h. Muy adecuada para un mapa interactivo del mundo, en el que se puede hacer zoom a la perfección a grandes escalas (locales).
- i. Ha sido popularizada por Google a través de Google Maps

→ Proyección Cilíndrica Conforme de Gauss Krüger (tierra esférica), es una proyección transversa, es decir que el cilindro sobre el que se proyecta la esfera de referencia tiene su eje coincidente con el ecuador, y a su vez es tangente en un meridiano central o de contacto (MC).

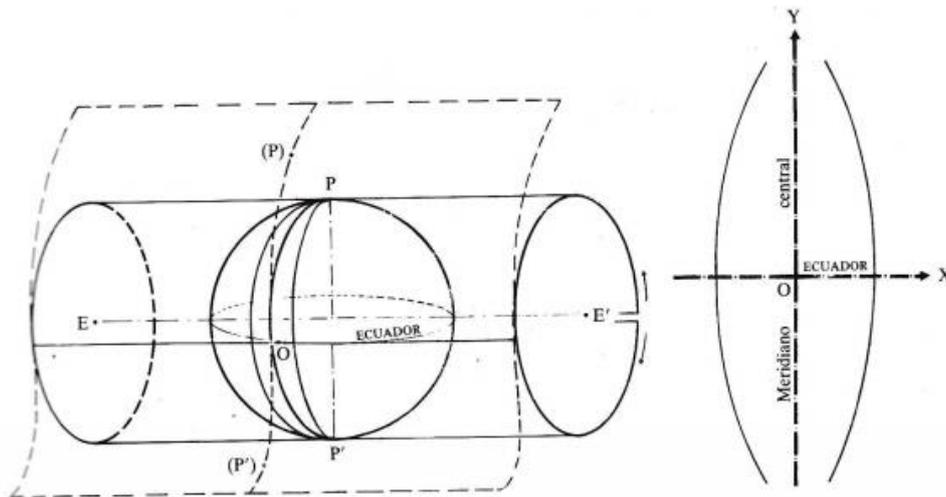


Imagen 24. Esquema de Proyección Cilíndrica Conforme de Gauss Krüger.

- Características de la transformación:
 - a. El meridiano de contacto (MC) es representado por una recta sin deformaciones ($k=1$).
 - b. El ecuador es representado por una recta perpendicular a la representación del meridiano de contacto.
 - c. La transformación es conforme.
 - d. Los meridianos no son representados por rectas y son simétricos respecto del eje de X.
 - e. Los paralelos no son representados por rectas y son simétricos respecto del eje de Y.
 - f. Por lo establecido en los ítems d y e, existe una simetría central respecto del origen O.
 - g. La distorsión en zonas cercanas al meridiano central es muy pequeña.
 - h. Se divide a la tierra en fajas de 3° de longitud cada una.

- Coeficiente de deformación lineal para elementos finitos:

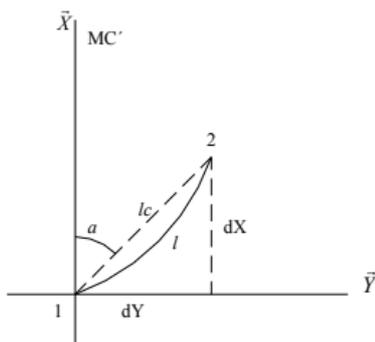


Imagen 25. Esquema de elemento finito.

Considerando la imagen 25, se define el coeficiente de deformación lineal k como la relación entre la longitud de la representación de un elemento de geodésica en el plano de proyección, sobre la longitud de dicho elemento de geodésica en el elipsoide:

$$k = 1 + \frac{1}{2\rho N} \left(Y_M^2 + \frac{\Delta Y^2}{12} \right)$$

Dónde:

Y_M = es la media de las ordenadas de los puntos 1 y 2

ΔY = es la diferencia de las ordenadas entre los puntos 1 y 2

N, ρ = radios de curvatura principales del elipsoide en el punto 1.

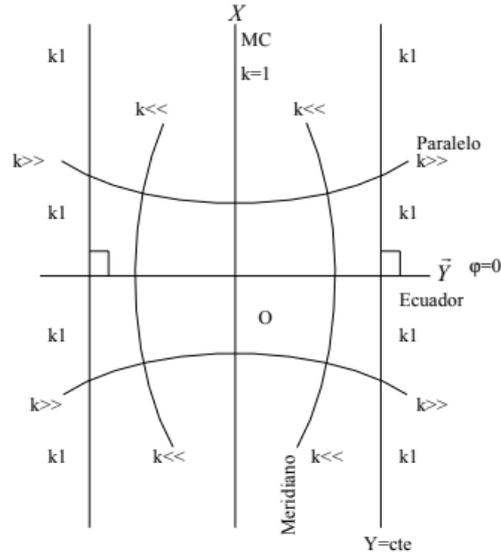


Imagen 26. Esquema de la deformación lineal.

- Transformada de la geodésica en el plano de Gauss

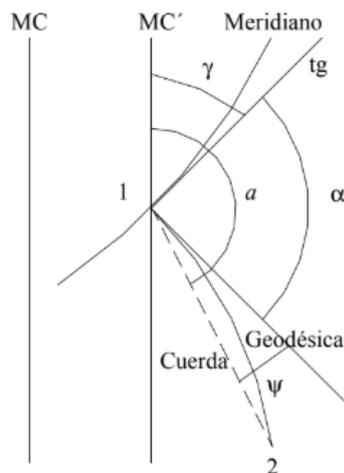


Imagen 27. Esquema para el cálculo de la transformada de la geodésica.

Considerando la imagen 27, se definen:

α = ángulo entre la tangente a la transformada del meridiano y la tangente a la transformada de la geodésica que por la conformidad es igual al acimut, que se conserva.

ψ = ángulo entre la tangente a la transformada de la geodésica y la cuerda, y se denomina deflexión angular.

$\gamma =$ ángulo entre la tangente a la transformada del meridiano y a la paralela de la transformada del meridiano de contacto.

$$\alpha = a \pm \gamma \pm \psi$$

- Aplicación para el cálculo de las deformaciones
- Consideremos los pares de coordenadas:

$$(\varphi_1, \lambda_1) \rightarrow (X_1, Y_1) ; (\varphi_2, \lambda_2) \rightarrow (X_2, Y_2)$$

1. Antes de calcular los coeficientes de deformación, se calcula ρ, N e Y_M

$$Y_M = \frac{Y_2 + Y_1}{2} \quad N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2(\varphi_1)}}$$

$$\rho = \frac{a \cdot (1 - e^2)}{(\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2(\varphi_1)})^3} = N \cdot (1 - e^2)$$

2. Finalmente, se calcula el coeficiente de deformación lineal

$$k = 1 + \frac{1}{2\rho N} \left(Y_M^2 + \frac{\Delta Y^2}{12} \right)$$

3. Se hallan los radios medios de curvatura principales del elipsoide ρ_M y

N_M

$$N_M = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2(\varphi_M)}} \quad \rho_M = \frac{a \cdot (1 - e^2)}{(\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2(\varphi_M)})^3} = N_M \cdot (1 - e^2)$$

Se entiende por φ_M como la media de las latitudes.

4. Se calcula a, γ y ψ

$$a_{12} = \text{Arctg} \frac{\Delta Y_{21}}{\Delta X_{21}} \quad \psi_{12} = \frac{\Delta X \cdot (Y_m - \frac{\Delta Y}{6})}{2 \cdot \rho_M \cdot N_M} \quad n = \sqrt{\frac{e^2}{1 - e^2} \cdot \cos \varphi_1}$$

$$\gamma_1 = \Delta \lambda_1 \text{sen} \varphi_1 + \frac{\Delta \lambda_1^3}{3} \text{sen} \varphi_1 \cos^2 \varphi_1 \text{sen}^2 1'' (1 + 3n^2 + 2n^4)$$

5. Por lo que el acimut geodésico es:

$$\alpha_{12} = a_{12} \pm \gamma_1 \pm \psi_{12}$$

Siendo esta proyección conforme como se menciona anteriormente el acimut se conserva, no existiendo deformaciones angulares.

→ Proyección Universal Transversal de Mercator UTM (tierra elipsoidal), esta proyección es un caso particular de la Gauss-Krüger, utiliza los mismos algoritmos matemáticos pero en lugar de considerar a la tierra como una esfera, se la aproxima a un elipsoide de revolución. Éste es tangente interiormente al cilindro, cuyo eje se sitúa en el plano del ecuador. Las fajas que en Gauss-Krüger tiene un ancho de 3° de longitud, en la UTM son de 6°.

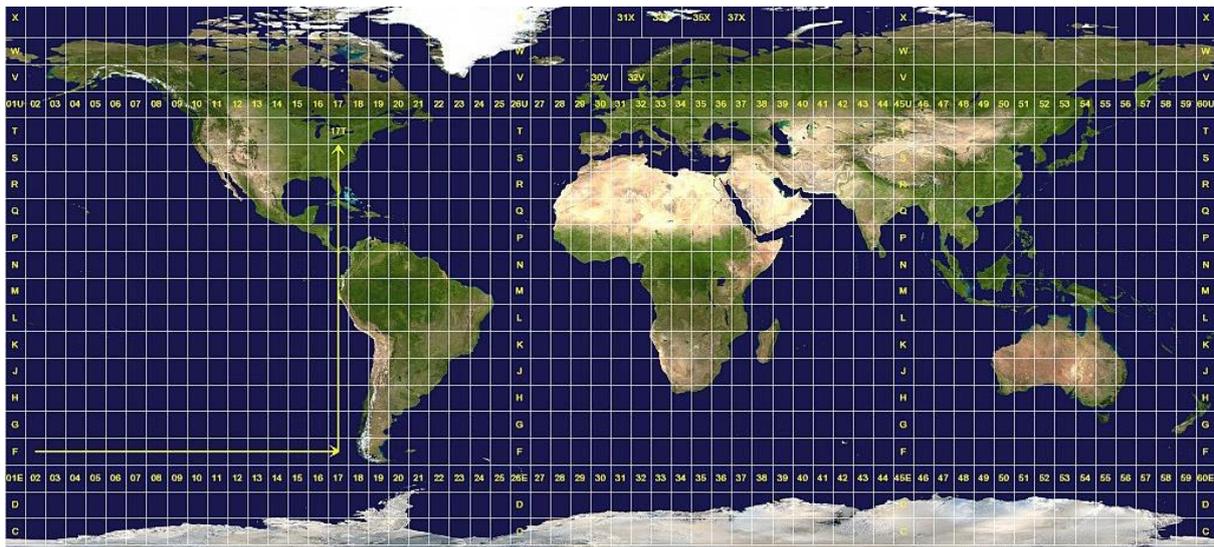


Imagen 28. Proyección Universal Transversal de Mercator UTM.

- Características de la transformación:
 - a. La transformada del Ecuador es representada por una recta isométrica y se encuentra orientado en dirección Este (e) -Oeste (w).
 - b. La transformada del meridiano central de cada huso es representada por una recta, el cual se encuentra orientado en la dirección del Norte Geográfico.
 - c. La proyección es conforme.
 - d. El plano de referencia donde se define el sistema rectangular es único para todas las zonas.
 - e. Las expresiones de transformación son las mismas para cualquier zona, siempre que se suponga una misma superficie de referencia.
 - f. El factor de escala en el meridiano central es 0.9996 y aumenta su magnitud conforme crece la distancia al mismo.

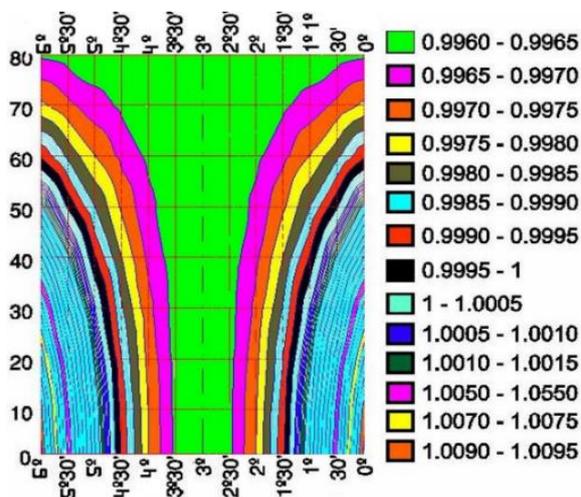


Imagen 29. Esquema de deformación lineal con respecto al meridiano de contacto.

- Coeficiente de deformación lineal

$$k = 0.9996 * \left(1 + \frac{\Delta\lambda^2}{2} * \cos\varphi^2 * (1 + n^2) \right) n = \sqrt{\frac{e^2}{1-e^2} * \cos\varphi}$$

Dónde:

$\Delta\lambda$ = diferencia de longitud entre el meridiano central del huso y el punto dado.

e = excentricidad del elipsoide de referencia.

φ = latitud del punto dado.

- Coeficiente de deformación superficial

$$k_s = k^2 = \left(0.9996 * \left(1 + \frac{\Delta\lambda^2}{2} * \cos\varphi^2 * (1 + n^2) \right) \right)^2$$

Dónde:

k = coeficiente de deformación lineal

→ Proyección Estereográfica Polar, se caracteriza por contener al vértice de la proyección en la superficie de referencia. Dicho punto se obtiene al intersectar la superficie con el eje de la proyección; siendo el extremo opuesto al punto de tangencia del plano de proyección. Particularmente para su variante Polar, la distancia del vértice de proyección al centro de la superficie de referencia es igual al radio de la misma.

Esta se destaca por ser conforme y utilizada para complementar a la proyección U.T.M. en la representación de las regiones cercanas a los polos.

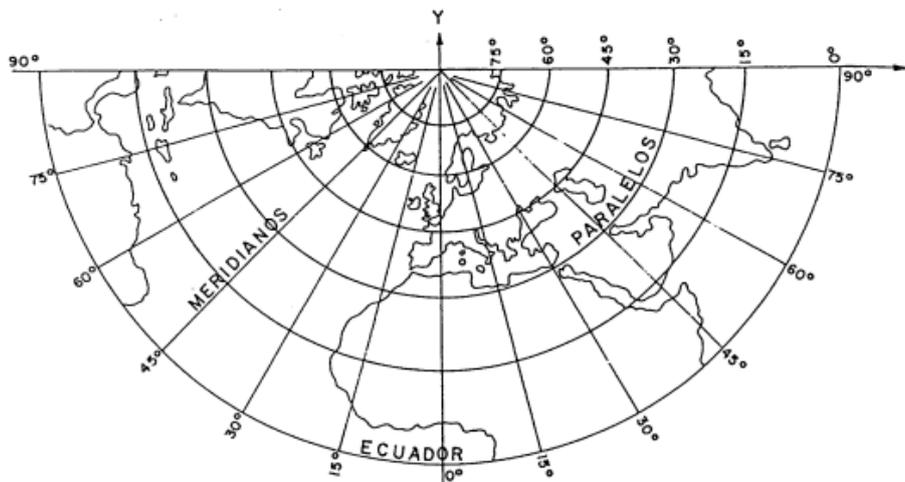


Imagen 30. Proyección Estereográfica Polar.

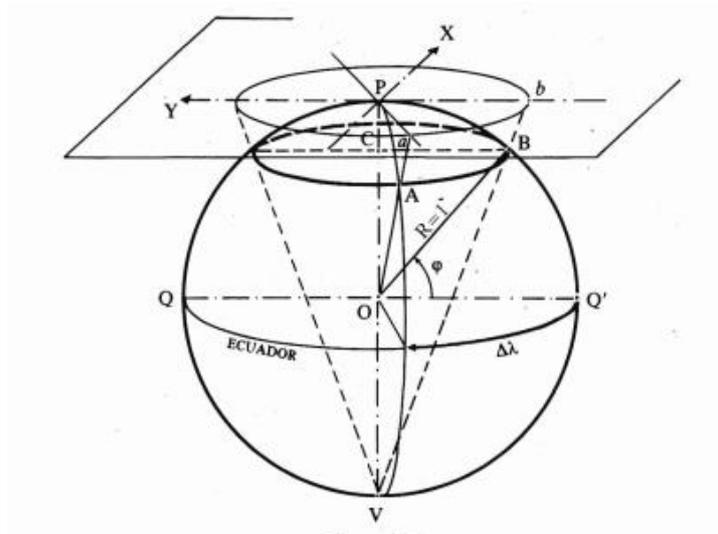


Imagen 31. Esquema de Proyección Estereográfica Polar.

- Características de la transformación:
 - a. Los paralelos son representados por círculos de centro P, desigualmente espaciados. A medida que se alejan del polo las distancias entre ellos aumentan.
 - b. Los meridianos son representados por líneas rectas que se intersectan en P.
 - c. Las deformaciones son mínimas cercanas a los polos, aumentando hacia el ecuador.
 - d. Se elige generalmente para las regiones que tienen forma aproximadamente circular.

- Coeficiente de deformación lineal para elementos finitos
 El módulo de deformación en este caso es independiente de la dirección y se define como:

$$k = \frac{2}{1 + \operatorname{sen}\varphi}$$

Por lo tanto, cuanto mayor sea la proximidad al polo, menor será la deformación lineal introducida por la proyección. Además, siendo la misma conforme el acimut se conserva, no existiendo deformaciones angulares.

Capítulo III Estado del Arte

En el Estado del Arte se pretende investigar el estado de situación en América Latina y Uruguay de la temática de estudio. En este marco, se consultan páginas oficiales de los países, tesis y normativa disponible en web, además se realizan entrevistas vía mail a profesionales idóneos en la materia.

El análisis se centra en determinar la existencia de sistemas de referencia y cartografía estandarizada en cada país, así como procedimientos oficiales para la combinación de datos provenientes de ET y tecnología GNSS.

Uruguay

El Sistema Geodésico de Referencia Oficial es el SIRGAS-ROU 98, el cual se encuentra alineado con el sistema de referencia SIRGAS95, época 1995.4. Materializa dicho sistema de referencia la Red Geodésica Nacional Activa de la República Oriental del Uruguay, denominada REGNA-ROU. Esta es desarrollada y administrada por el Instituto Geográfico Militar (IGM) y cuenta con 23 estaciones, las cuales están incluidas en la red SIRGAS de funcionamiento continuo (SIRGAS-CON). La información surge de la consulta a la página <http://www.sirgas.org/>, visitada el 20 de mayo de 2020.

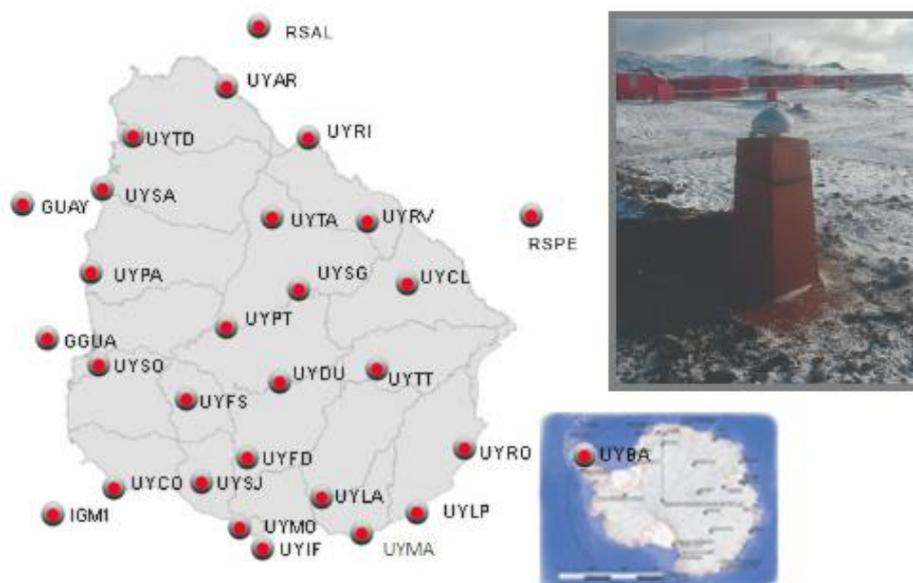


Imagen 32. Captura del mapa dinámico de IGM de las estaciones de Referencia.

Además, la IDEUY en el documento “ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Sistemas de Referencias Sistemas de Proyecciones”, el cual se puede consultar en <https://www.gub.uy/infraestructura-datos-espaciales>, recomienda la utilización de la UTM, (Huso 21, 22 y Zonas H y J), como el sistema de proyección asociado.

Por lo antes mencionado y la inexistencia de una proyección cartográfica estandarizada y oficial que busque minimizar las deformaciones introducidas al trabajar localmente con GNSS durante el ejercicio del Agrimensor, la proyección UTM es la habitualmente utilizada en levantamientos topográficos y producción de proyectos. No obstante, existen varios trabajos de grado publicados que plantean dicha problemática.

En nuestro país se deja al criterio de cada técnico evaluar cómo proceder al momento de combinar datos provenientes de ET y GNSS

Colombia

El Instituto Geográfico Agustín Codazzi es el organismo nacional que determina, establece, mantiene y proporciona los sistemas oficiales de referencia geodésico, gravimétrico y magnético, según decretos No. 2113/1992 y 208/2004.

Dicha organización comenzó a confeccionar la Red Básica GNSS, MAGNA-SIRGAS (Marco Geocéntrico Nacional de Referencia), cuyo Sistema de referencia asociado es el SIRGAS95, época 1995.4, actualizado con el ITRF 2008 (igB08), época 2012.0.

La red MAGNA-SIRGAS es una red pasiva y está compuesta por 60 vértices, de los cuales 8 son vértices de SIRGAS y otros 16 corresponden con la red geodinámica CASA (Central and South American geodynamics network).

La Red MAGNA-ECO es una red de 46 estaciones GNSS de operación continua, las cuales se ubican estratégicamente por el territorio nacional. Dado que estas estaciones reciben información satelital en tiempo real, sirven como base de referencia para levantamientos diferenciales.

Para la ubicación de una nube de puntos en un sistema de coordenadas específico, relevados con GNSS, se debe georeferenciar ligando las coordenadas a la red MAGNA-SIRGAS.

La proyección cartográfica Gauss-Krüger es la oficial en Colombia, donde el origen principal de las coordenadas se define en la pilastra sur del Observatorio Astronómico de Bogotá (meridiano central por $\lambda = 74^{\circ} 05' O$), asignándose los valores $N = 1.000.000$ m y $E = 1.000.000$ m. A su vez, se establecen orígenes complementarios a 3° y 6° de longitud, al este y oeste de dicho punto.

Por otra parte, no se encontraron manuales publicados que reglamenten metodologías para lograr la interoperabilidad de datos relevados con Estación Total y Tecnología GNSS.

La información es extraída de la página oficial del Instituto Geográfico Agustín Codazzi <https://www.igac.gov.co/> visitada el 15/5/2020.

Puerto Rico

Se consultan las páginas oficiales del Colegio de Ingenieros y Agrimensores <https://www.ciapr.org/> y el portal gis del Gobierno <http://www.gis.pr.gov>, el 15 de mayo de 2020. De dicha búsqueda surge que el país, a través de la ley Nro. 264 de 2002, establece un sistema de coordenadas y proyección cartográfica oficial,

adoptando el Datum Norteamericano de 1983 (NAD83) o su versión más reciente y la proyección Cónica Conforme de Lambert (con dos paralelos estándar), por la forma rectangular de la Isla, de manera de minimizar las distorsiones de forma, área y otras inherentes.

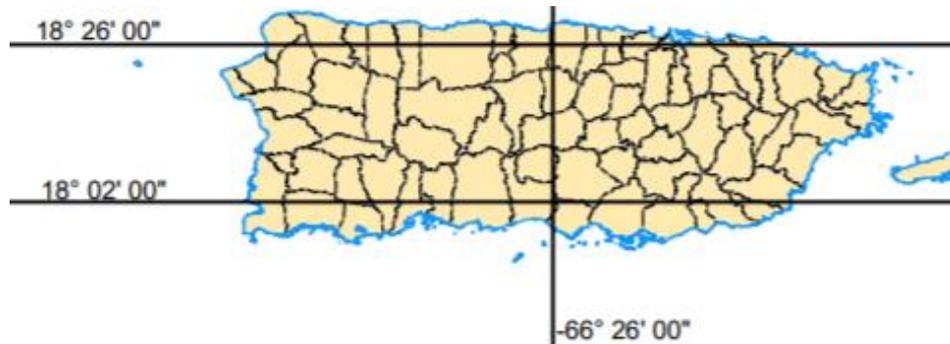


Imagen 33. Proyección cartográfica de Lambert para Puerto Rico.

A su vez, en la primer página antes presentada, se proporciona un Manual de Prácticas para el ejercicio del Agrimensor, donde en uno de sus apartados específica que las coordenadas horizontales de los planos deberán estar en NAD83 o de lo contrario se deberán detallar los parámetros necesarios para transformarlas al Datum Oficial, librando al criterio del profesional la elección del método e instrumento de mensura.

En el marco de la investigación, nos comunicamos con el Agrim. puertorriqueño Carlos R. Fournier Morales, quien ratifica la información encontrada y además cuenta que Puerto Rico posee un total de 14 estaciones de referencia de operación continua (CORS), de las cuales 8 de ellas, componen la Red de Base Virtuales de Referencia (VRS). La información correspondiente a las estaciones se corrobora en la página www.ngs.noaa.gov.

México

El Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) es un organismo público autónomo, responsable de normar y coordinar el Sistema Nacional de Información Estadística y Geográfica, así como captar y difundir información de México.

En cuanto a la topografía, este se centra en densificar y mantener la Red Geodésica Nacional y brindar un marco de referencia para México, el DATUM ITRF92, actualizado con el datum ITRF08, época 2010.0. Cabe destacar que el marco ITRF92 y WGS84 coinciden incluso a nivel submétrico.

La Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) se crea en 1993, con el fin de ofrecer datos en formato RINEX para ligar los trabajos con GNSS al Marco de Referencia oficial de México, el cual hoy en día cuenta con 16 Estaciones de Monitoreo de Operación Continua (CORS).

Adicionalmente, desde 2014, se cuenta con un dato geodésico cada 15 km², que está físicamente representado con una marca en una placa metálica sobre un monumento o empotrada en una roca sana o concreto. Por otro lado, el país no cuenta con una proyección cartográfica oficial, siendo la UTM la más utilizada.

Corresponde mencionar que se logró establecer contacto vía mail con el Ing. Rigoberto Moreno. Nos explica que, en México, todos los relevamientos deben de contar con al menos 2 puntos medidos por tecnología GNSS, para obtener un producto georreferenciado y ante la necesidad de medir con ET, se ingresan los factores de deformación correspondientes con la proyección UTM.

Costa Rica

De la consulta en la página oficial de Infraestructura de Datos Espaciales de Costa Rica (SNIT) <http://www.snitcr.go.cr/nt-doc1>, visitada el 14 de mayo de 2020, se obtuvo que en 2007 mediante el Decreto Ejecutivo N° 33797-MJ-MOPT, se establece un nuevo Sistema de Referencia y Datum Horizontal, surgiendo el CR05, enlazado al Marco Internacional de Referencia Terrestre (ITRF2000), para la época de medición 2005.83 y además se declara como proyección oficial la Proyección Transversal de Mercator (CRTM05), con meridiano central en la longitud 84° W y un factor de escala de 0,9999 válida para todo el país.

Por otra parte, consultando el sitio del Registro Nacional de la República de Costa Rica <http://www.registronacional.go.cr/catastro>, visitado el 14 de mayo de 2020, se encuentra una Guía Técnica para georreferenciar planos de Agrimensura. En la misma se plantean diferentes soluciones, siendo una de ellas el enlace a un punto de la Red Oficial de Coordenadas, para materializar una base GNSS y luego continuar con un levantamiento de agrimensura convencional.

En resumidas cuentas, Costa Rica posee una proyección cartográfica oficial y un manual realizado por el Colegio de Ingenieros y Topógrafos, que ofrece soluciones a la interoperabilidad de datos.

Chile

Indagando en la página oficial del Instituto Geográfico Militar (IGM) , el 14 de mayo de 2020, www.igm.cl, se obtiene que el Sistema de Referencia Oficial es el SIRGAS-CHILE, actualizado con el ITRF2008 (IGb08), época 2016.0. Materializa al mencionado sistema la Red Geodésica Nacional, que cuenta con 269 estaciones, de las cuales 10 están incluidas en SIRGAS-CON.

Esta red es conformada por una red Horizontal y una red Vertical. La Red Horizontal cuenta con estaciones Activas Fijas (que permiten medir diferencial GNSS) y con estaciones Pasivas (puntos con coordenadas SIRGAS-CHILE, que densifican la red).

En Chile, por su especial configuración, se ha adoptado para la representación cartográfica, el Sistema de Proyección Universal Transversal de Mercator - UTM18S y UTM19S.

Además, se logró entablar conversación con el PhD. José Antonio Tarrío Mosquera, quien nos brindó el documento “*MANUAL DE CARRETERAS, VOLUMEN No 2, PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIOS VIALES*”, edición 2018.

En el Capítulo 2.300, “*INGENIERÍA BÁSICA ASPECTOS GEODÉSICOS Y TOPOGRÁFICOS*”, se desarrollan las diferentes metodologías de relevamiento para emplear en estudios viales y se clasifican los levantamientos de coordenadas terrestres en levantamiento distanciométricos y levantamientos GNSS.

A su vez, en la sección 2.304, se plantean las tolerancias admitidas para proyectos viales, así como se recomienda el uso de sistemas de tiempo real (RTK), para levantamientos con GNSS.

Por otra parte, el manual establece que en los levantamientos de proyectos viales, si se cuenta con una red de referencia, se debe de definir un sistema de coordenadas locales, mediante una Proyección Local Transversal Mercator (LTM).

República Dominicana

En esta oportunidad, se investiga en la página oficial del Poder Judicial-Jurisdicción Inmobiliaria, <https://ji.gob.do/>, visitada el 19 de mayo de 2020. Se halla la Resolución Nro. 3644- 2016, la cual establece como sistema de referencia oficial el IGS08 época 2016.434 y la proyección cartográfica UTM19N; además hace obligatorio la georeferenciación de todos los levantamientos parcelarios en dicho sistema.

Del contacto establecido con el Ing. Agrim. Werner Mejia Gómez, se confirma lo obtenido en web y a su vez explica que no existen procedimientos oficiales para la combinación de una ET y un GNSS.

Perú

El Instituto Geográfico Nacional (IGN) es el ente responsable de regular las actividades geográfico-cartográficas en Perú e implementar y administrar el Sistema Geodésico Oficial, PERU96, el cual se encuentra alineado con el SIRGAS95, época 1995.4 y se conforma por 47 estaciones, de las cuales 21 de ellas son de monitoreo continuo (CORS), forjando la red geodésica peruana REGPMOC. La información surge de la página web www.ign.gob.pe, visitada el 14 de mayo del 2020.

El sistema se compone por una red geodésica vertical y horizontal, la cual es materializada por puntos, en monumentos o marcas, localizados en el territorio nacional. Estos vértices permiten el posicionamiento geodésico, así como obtener la altura o el campo de gravedad.

Con respecto a la Red geodésica Vertical, posee como superficie de referencia el Nivel Medio del Mar, compuesto por Marcas de Cota Fija (MCF) o Bench Mark (BM). Por otra parte, la Red Geodésica Horizontal es la Red Geodésica Geocéntrica Nacional (REGGEN), donde se toma como base a SIRGAS.

Para el levantamiento de la Cartografía Nacional se ha adoptado oficialmente el Sistema de proyección UTM, zonas 17, 18 y 19.

Se debe agregar que en éste caso, no se pudo establecer contacto con un profesional idóneo en la materia y en la web no se encontró ninguna metodología estipulada para lograr la interoperabilidad de datos.

Brasil

En el caso de Brasil, se buscaron documentos publicados en la página oficial del Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), visitado el 15 de mayo de 2020, en <https://www.ibge.gov.br/pt/inicio.html>. Por Resolución del Presidente del IBGE del 24 de febrero del 2015, se establece como único Sistema de Referencia oficial el SIRGAS2000, época 2004. Además se hallan diferentes materiales que pretenden servir de guía técnica al profesional para los levantamientos geodésicos, como lo es “Especificações e Normas para Levantamentos Geodésicos associados ao Sistema Geodésico Brasileiro”.

Por otro lado, de la consulta a la página oficial de la Comissão Nacional de Cartografia (CONCAR) <https://www.concar.gov.br/>, surge que Brasil no cuenta con una proyección cartográfica nacional, no obstante, existe una guía de especificaciones técnicas donde se sugiere cuál utilizar según la superficie mapeada (Cónica Conforme de Lambert o UTM), la cual promueve el uso de la UTM para los levantamientos topográficos.

Escala	Projeção	Dimensão	Área Coberta
1/1.000.000	Cônica Conforme	6° x 4°	290400 km ²
1/500.000	Cônica Conforme	3° x 2°	72600 km ²
1/250.000	UTM	1°30' x 1°	18150 km ²
1/100.000	UTM	30' x 30'	3025 km ²
1/50.000	UTM	15' x 15'	756 km ²
1/25.000	UTM	7'30" x 7'30"	189 km ²

Imagen 34. Sistematización del uso de proyecciones para Brasil.

Argentina

El sistema de referencia oficial del país es el POSGAR07, alineado con el ITRF2005, época 2006.6, que adopta el elipsoide WGS84. Se materializa dicho sistema a través del marco de referencia oficial RAMSAC, el cual es conformado por 44 estaciones de monitoreo satelital continuo incluidas en SIRGAS-CON.

Además, en Argentina existen 3 proyecciones cartográficas estandarizadas, recomendadas por el Instituto Geográfico Nacional (IGN):

1. Gauss-Krüger, divide el territorio en 7 fajas de 3°

Faja meridiana	Meridiano central	Valor de origen de longitudes	Origen de latitudes	Valor de origen de latitudes	Factor de deformación
1	-72°	1.500.000 m	-90°	0 m	1
2	-69°	2.500.000 m	-90°	0 m	1
3	-66°	3.500.000 m	-90°	0 m	1
4	-63°	4.500.000 m	-90°	0 m	1
5	-60°	5.500.000 m	-90°	0 m	1
6	-57°	6.500.000 m	-90°	0 m	1
7	-54°	7.500.000 m	-90°	0 m	1

Imagen 35. Características de las fajas de proyección Gauss-Krüger de Argentina.

2. Lambert Equiareal, es una proyección equivalente y acimutal, empleada por el IGN para representar los sectores Continental, Insular y Antártico de la República Argentina. El punto de tangencia utilizado es $\lambda = 40^{\circ}\text{S } 60^{\circ}\text{W}$.
3. Estereográfica Polar, es una proyección conforme, plana y tangente empleada por el IGN para representar a la Antártida Argentina e Islas del Atlántico Sur.

La información es extraída de la página oficial del Instituto Geográfico Nacional, <https://www.ign.gob.ar>, visitada el 19 de mayo de 2020.

Por otro lado, lo antes expuesto es confirmado por el Ingeniero Agrimensor uruguayo Esteban Striewe, quien ejerce la profesión en el país vecino, desde hace varios años y a su vez, agrega que no existen procedimientos oficiales para combinar tecnologías, dejándolo al criterio de cada técnico.

Venezuela

La red geocéntrica venezolana es la SIRGAS-REGVEN, actualizada con el ITRF 2014, época 2015.5; la misma se conforma por 156 estaciones incluidas en SIRGAS.

Afortunadamente, se logra establecer contacto con el Ing. Geodesta venezolano Melvin Hoyer, quien ha tenido la oportunidad de participar en el proyecto SIRGAS desde sus inicios.

El mismo nos cuenta que en dicho país, se utilizan las estaciones totales para procedimientos "convencionales" y los receptores GNSS para los procedimientos "modernos", dejándose a criterio de cada profesional la interoperabilidad de los datos entre ambas metodologías. En cuanto a las proyecciones cartográficas, el Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar (IGVSB), es el ente rector de la geografía y cartografía y tiene sus proyecciones oficiales, UTM y Cónica Secante de Lambert. Aclara que en algunas actividades, como la petrolera, se utilizan variantes de las oficiales.

El ingeniero a su vez señala que, en Venezuela, el uso de tecnología GNSS está muy generalizado.

Bolivia

Consultando la página de SIRGAS, el 12 de mayo de 2020 <http://www.sirgas.org/es/national-densifications/>, surge que el marco geodésico nacional de Bolivia es el MARGEN, alineado al SIRGAS95, época 1995.4, el cual se conforma por 125 estaciones incluidas en SIRGAS, de las cuales 9 de ellas son CORS e integran SIRGAS-CON.

Bolivia cuenta con la Ley Nro. 2997 del 14 de marzo de 2005 “Ley del Topógrafo”, que reglamenta el ejercicio de la profesión pero no profundiza en metodologías ni procedimientos recomendables. La ley se puede consultar en:

<https://www.abogadosbo.com/ley-no-2997-del-14-03-2005-ley-no-del-topografo/>.

Además, se consulta la tesis *“ANÁLISIS DE LAS METODOLOGÍAS EMPLEADAS EN LA GEORREFERENCIACIÓN DE PLANOS TOPOGRÁFICOS AL SISTEMA DE COORDENADAS UTM Y SU APLICACIÓN EN EL CATASTRO URBANO DEL MUNICIPIO DE LA PAZ”*, del estudiante Richard Jonel Salazar Espinoza de la Universidad Mayor de San Andrés, de fecha diciembre 2016.

En el documento se especifica que la proyección UTM (zonas 19, 20 y 21) es la más empleada en los levantamientos a gran escala para trabajos de ingeniería y que el instrumento más utilizado para relevamientos topográficos, es la ET. En la sección 3.5.3 y 3.5.4 se analizan las metodologías para la obtención de coordenadas UTM, empleando un plano topográfico local o el factor combinado. Por todo lo antes mencionado, se puede suponer que nuestra temática de estudio es abordada también en Bolivia, siendo objeto de interés tanto para profesionales como para académicos.

Por último, cabe agregar que el Ing. Geodesta venezolano Melvin Hoyer, mencionado anteriormente, nos cuenta en la entrevista realizada, que tuvo también la oportunidad de trabajar en Bolivia, durante algunos meses en 2015 y 2016, donde pudo corroborar que en dicho país se trabaja con “tecnología de punta” en ET y GNSS.

Se infiere que del total de los países estudiados:

- 1/3 de los países estudiados cuentan con una proyección cartográfica local destinada a la minimización de los errores introducidos.
- 1/6 de los países estudiados cuentan con manuales oficiales que reglamentan la interoperabilidad de datos provenientes de GNSS y ET.

CAPÍTULO IV

Análisis Teórico - Práctico

Para el correcto traslado de datos obtenidos a partir de un relevamiento topográfico con ET al GNSS es necesario tener conocimientos en las áreas de Cartografía, Topografía y Geodesia.

En una primera instancia se analiza la interoperabilidad de datos utilizando un relevamiento topográfico, a partir de una sola estación. Posteriormente se desarrolla el procedimiento adecuado para proyectos de mayor extensión superficial, que requieran múltiples estaciones.

PRIMER ANÁLISIS

En este marco, se calcula la precisión asociada al aproximar la Tierra a un plano al trabajar con ET. Luego se genera un predio teórico de coordenadas planas locales, asumiendo éstas como coordenadas topocéntricas y se realiza la transformación de coordenadas Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas, utilizando las fórmulas expuestas en el Marco Teórico. Una vez obtenidas las coordenadas cartesianas geocéntricas, se proyectan en UTM21S, seleccionando puntos de tangencia estratégicos sobre el territorio Nacional, donde la deformación lineal y superficial introducida por la proyección cartográfica son máximas y mínimas.

Además se calculan las deformaciones inherentes a la proyección con las fórmulas expuestas en el Marco Teórico, empleando la herramienta Excel.

Para finalizar esta sección, se comparan las deformaciones obtenidas a partir de las fórmulas teóricas y las deformaciones resultantes de proyectar el predio teórico en UTM21S, mediante la transformación de Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas.

Cálculo de alcance

Antes de comenzar con el ensayo planteado anteriormente, se aplican las ecuaciones expuestas en el Marco Teórico en la sección “Asimilación de la Tierra a un plano”, con el objetivo de determinar el alcance del procedimiento, condicionado al límite de medición de distancias de la ET (1000 m) y a la máxima altura sobre el nivel del mar en Uruguay ($h=514$ msnm, Cerro Catedral).

Para la aplicación de estas relaciones, se debe definir la distancia horizontal entre el punto de estación y punto de interés (D), el radio medio Gaussiano para un punto aproximadamente en el centro de Uruguay (R) y la altura del punto P al plano mT (h), con el propósito de hallar el error en horizontal (ΔD) y en vertical (Δh).

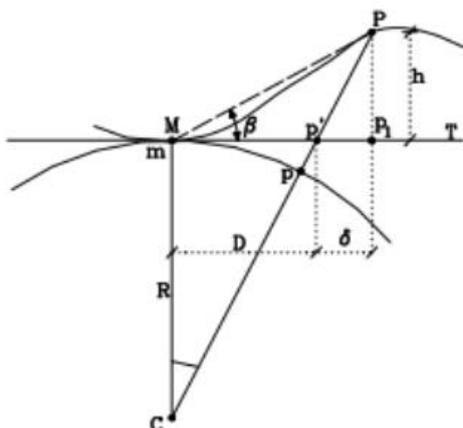


Imagen 36. Esquema de aproximación de la Tierra al Plano.

Aproximación de la Tierra a un plano (h=514 msnm)							
D (m)	1000	ΔD	0,000008	D (m)	500	ΔD	0,000001
R (m)	6370363,699	Δh	0,078488	R (m)	6370363,699	Δh	0,019622

Tabla 1. Errores introducidos al aproximar la Tierra a un plano.

De donde resulta que el error introducido en horizontal es prácticamente despreciable en ambos casos, pero por otro lado la curvatura del elipsoide se aparta significativamente del plano tangente a los 1000 m. Por todo esto se concluye que la transformación de coordenadas Topocéntricas a Geocéntricas, y viceversa, se debe realizar con relevamientos que abarquen una extensión máxima de 500 m del punto de tangencia.

Transformación de Coordenadas Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas

En una primera instancia se definen dos predios teóricos en un Sistema de Coordenadas Local que se asume Topocéntrico, representando el producto de un relevamiento topográfico con ET.

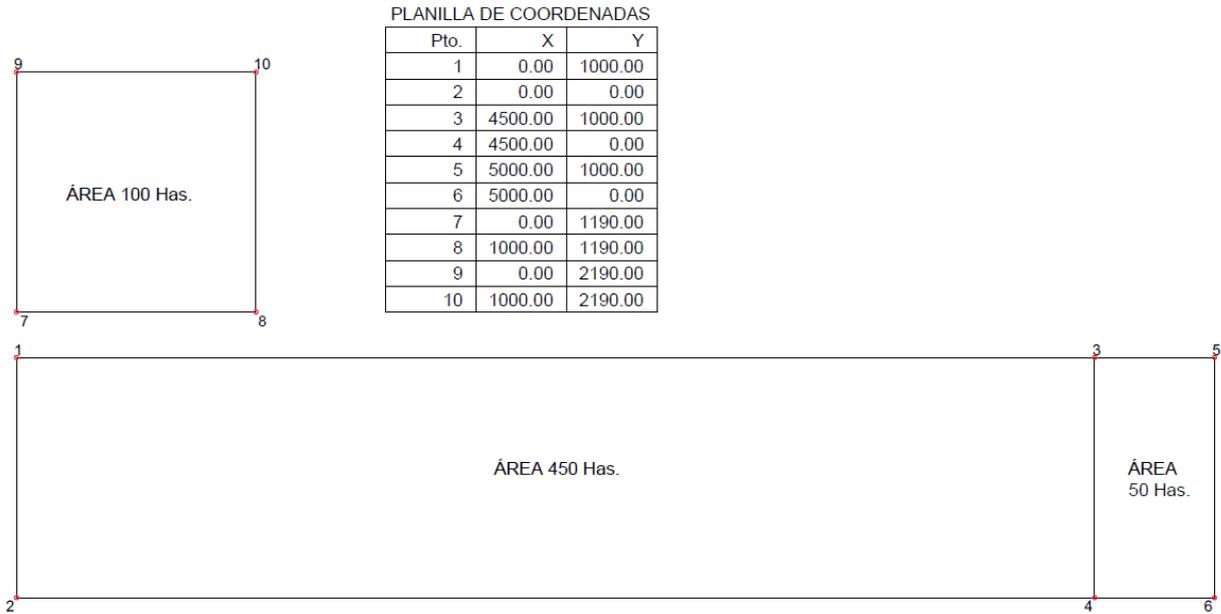


Imagen 37. Predios de estudio.

Posteriormente se seleccionan 4 puntos, localizados en zonas críticas de la proyección cartográfica UTM 21S:

- Ecilda Paullier - Meridiano Central.
- Límite departamental de Artigas y Salto - Meridiano Central.
- Rocha - Sobre el límite de la Zona 21S.
- Durazno - Sobre faja de deformación nula.



Imagen 38. Puntos nacionales seleccionados para ser estudiados.

Localidad	φ	λ
Ecilda Paullier	-34°23'57"	-57°00'00"
Artigas - Salto	-31°00'20"	-57°00'00"
Rocha	-34°11'32"	-54°00'00"
Durazno	-32°43'54"	-55°30'00"

Tabla 2. Coordenadas geodésicas en SIRGAS-ROU98 de los puntos seleccionados.

→ **Caso 1: Ecilda Paullier**

En primer lugar, utilizando el software Geocoo se obtienen las coordenadas geocéntricas cartesianas a partir de las geodésicas, del punto en cuestión.

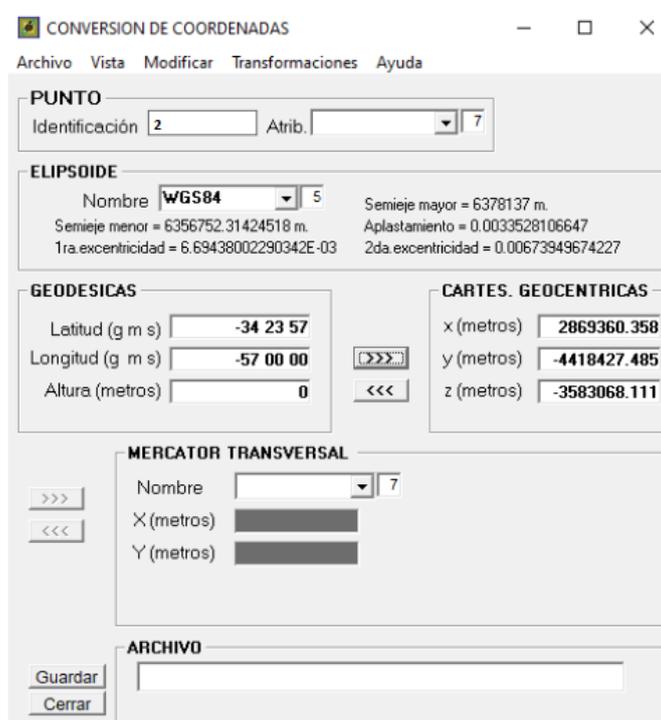


Imagen 39. Software Geocoo- punto de Ecilda.

Se asocia como punto origen del Sistema Topocéntrico al punto 2 de la figura teórica (imagen 37). En la práctica, éste punto base (PDC) debe de ser obtenido mediante el relevamiento con GNSS.

	Coord. Topocéntricas base	Coordenadas Geodésicas			Coord. Cartesianas
e	0φ	-34°	-23	-57	X_o 2.869.360,358
n	0λ	-57°	0	0	Y_o -4.418.427,485

h	0	Z_0	-3.583.068,111
-----	---	-------	----------------

Tabla 3. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.

Luego se aplican las fórmulas desarrolladas en el Marco Teórico, para la transformación de coordenadas, utilizando la herramienta Excel.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
1	2.869.668.055	-4.418.901.296	-3582242.99	
2	2.869.360.358	-4.418.427.486	-3.583.068.112	Pto de coord. geodésicas conocidas.
3	2.873.442.073	-4.416.450.422	-3582242.99	
4	2.873.134.376	-4.415.976.610	-3.583.068.112	
5	2.873.861.408	-4.416.178.102	-3582242.99	
6	2.873.553.712	-4.415.704.291	-3.583.068.112	
7	2.869.726.518	-4.418.991.321	-3.582.086.217	
8	2.870.565.188	-4.418.446.682	-3.582.086.217	
9	2.870.034.214	-4.419.465.132	-3.581.261.095	
10	2.870.872.885	-4.418.920.493	-3.581.261.095	

Tabla 4. Coordenadas cartesianas geodésicas.

De forma similar al procedimiento anteriormente expuesto, se calculan las coordenadas cartesianas geocéntricas de los predios teóricos ubicados en los demás puntos seleccionados.

→ **Caso 2: Artigas-Salto**

Coord. Topocéntricas base	Coordenadas Geodésicas					Coord. Cartesianas	
E	0φ	-31	0	-20	-0,5411490309	X_0	2.980.087,193
N	0	-57	0	0	-0,9948376736	Y_0	-4.588.931,858
H	0λ		Z_0	-3.266.421,466			

Tabla 5. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
1	2.980.367.748	-4.589.363.875	-3.265.564.349	
2	2.980.087.193	-4.588.931.859	-3.266.421.467	Pto de coord. geodésicas conocidas
3	2.984.141.766	-4.586.913.000	-3.265.564.349	
4	2.983.861.211	-4.586.480.983	-3.266.421.467	
5	2.984.561.102	-4.586.640.681	-3.265.564.349	
6	2.984.280.547	-4.586.208.664	-3.266.421.467	
7	2.980.421.054	-4.589.445.959	-3.265.401.497	
8	2.981.259.725	-4.588.901.320	-3.265.401.497	
9	2.980.701.609	-4.589.877.976	-3.264.544.380	
10	2.981.540.280	-4.589.333.337	-3.264.544.380	

Tabla 6. Coordenadas cartesianas geodésicas.

→ **Caso 3: Durazno**

Coord. Topocéntricas base	Coordenadas Geodésicas					Coord. Cartesianas	
<i>E</i>	0 φ	-32	-43	-54	-0,571275353	<i>X</i> _o	3.041.954,957
<i>N</i>	0	-55	-30	0	-0,9686577349	<i>Y</i> _o	-4.426.071,927
<i>H</i>	0 λ					<i>Z</i> _o	-3.428.963,015

Tabla 7. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
1	3.042.261.216	-4.426.517.537	-3.428.121.803	
2	3.041.954.957	-4.426.071.928	-3.428.963.016	Pto de coord. geodésicas conocidas
3	3.045.969.784	-4.423.968.709	-3.428.121.804	
4	3.045.663.526	-4.423.523.1	-3.428.963.016	
5	3.046.381.848	-4.423.685.506	-3.428.121.804	
6	3.046.075.589	-4.423.239.897	-3.428.963.016	
7	3.042.319.406	-4.426.602.203	-3.427.961.974	
8	3.043.143.532	-4.426.035.797	-3.427.961.974	

9	3.042.625.665	-4.427.047.813	-3.427.120.761	
10	3.043.449.791	-4.426.481.407	-3.427.120.761	

Tabla 8. Coordenadas cartesianas geodésicas.

→ **Caso 4: Rocha**

Coord. Topocéntricas base		Coordenadas Geodésicas				Coord. Cartesianas	
E	0 φ	-34	-11	-32	-0,5967668564	Xo	3104273,514
N	0					Yo	-4272665,941
H	0 λ	-54	0	0	-0,9424777961	Zo	-3564103,337

Tabla 9. Coordenadas geodésicas y locales del punto base.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
1	3.104.603.833	-4.273.120.585	-3563276.18	
2	3.104.273.514	-4.272.665.942	-3.564.103.338	Pto de coord. geodésicas conocidas
3	3108244.41	-4.270.475.553	-3.563.276.181	
4	3.107.914.091	-4.270.020.908	-3.564.103.338	
5	3.108.648.918	-4270181.66	-3.563.276.181	
6	3108318.6	-4.269.727.016	-3.564.103.338	
7	3.104.666.594	-4.273.206.969	-3.563.119.021	
8	3.105.475.611	-4.272.619.183	-3.563.119.021	
9	3.104.996.912	-4.273.661.613	-3.562.291.864	
10	3.105.805.929	-4.273.073.828	-3.562.291.864	

Tabla 10. Coordenadas cartesianas geodésicas.

Análisis de las deformaciones introducidas por la Proyección UTM 21S

→ Cálculo práctico de las deformaciones

Una vez obtenidas las coordenadas cartesianas geocéntricas para los 4 casos, se convierten en coordenadas geodésicas y luego se procede a proyectarlas en UTM 21S, utilizando el software Leica Geo Office 8.4.

El procedimiento es análogo para todos los casos y se expone a continuación.

El primer paso consiste en generar un Sistema de Referencia, el cual tiene asociado el Elipsoide WGS84 y la proyección UTM 21S.

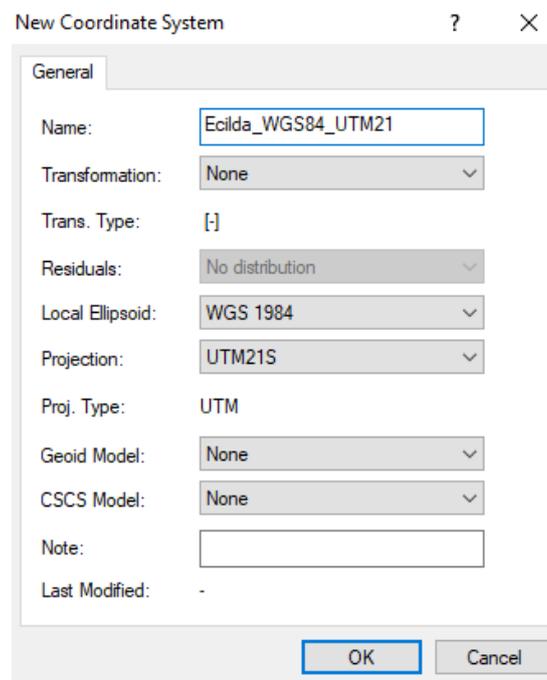


Imagen 40. Cuadro para la creación de nuevo Sistema de Coordenadas en Leica Geo Office.

A continuación se crea un proyecto, al cual se le asocia el Sistema de Referencia anterior, y se cargan las coordenadas cartesianas. Obteniéndose las nuevas coordenadas en UTM21S.

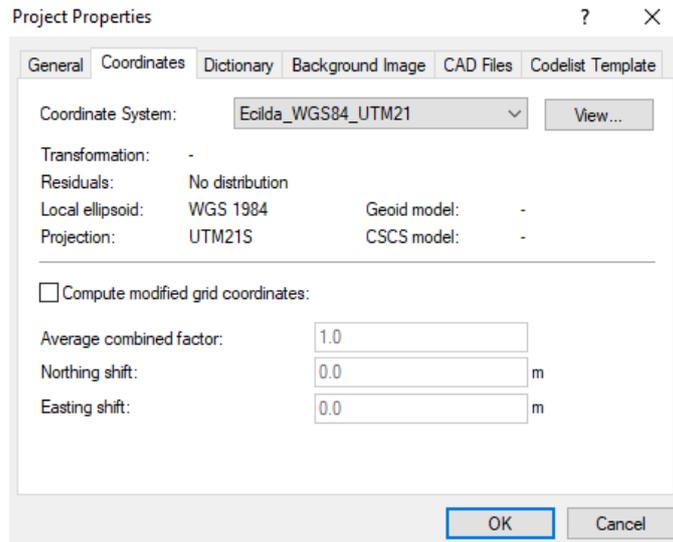


Imagen 41. Cuadro para crear nuevo proyecto en Leica Geo Office.

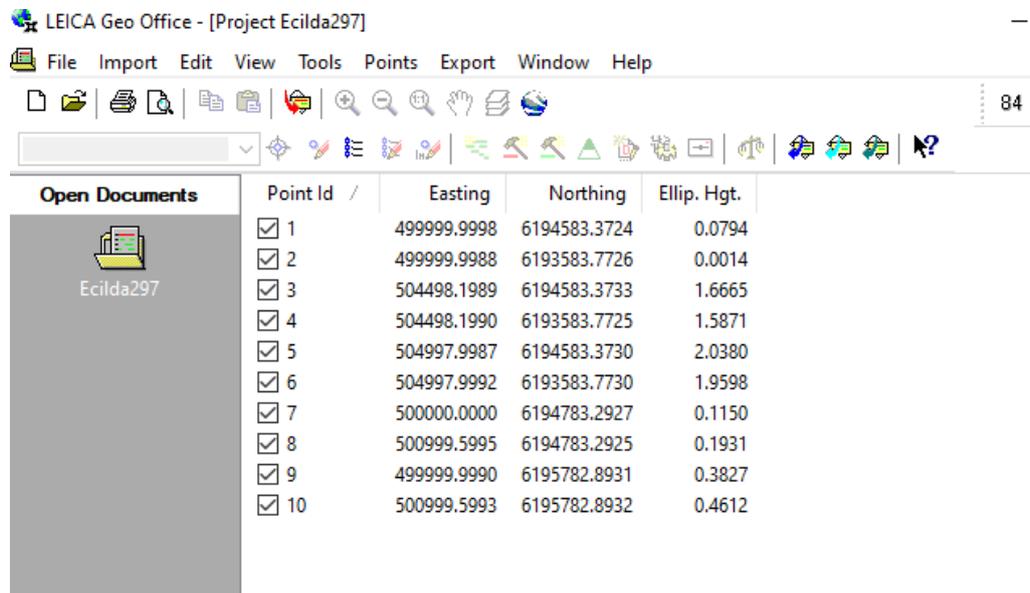


Imagen 42. Coordenadas UTM obtenidas en Leica Geo Office.

Por último se procede a picar las coordenadas proyectadas UTM en el software AutoCAD y a comparar las dimensiones del predio resultante con las del predio teórico. Las superficies fueron calculadas a partir de herramientas CAD.

○ **Caso 1: Ecilda**

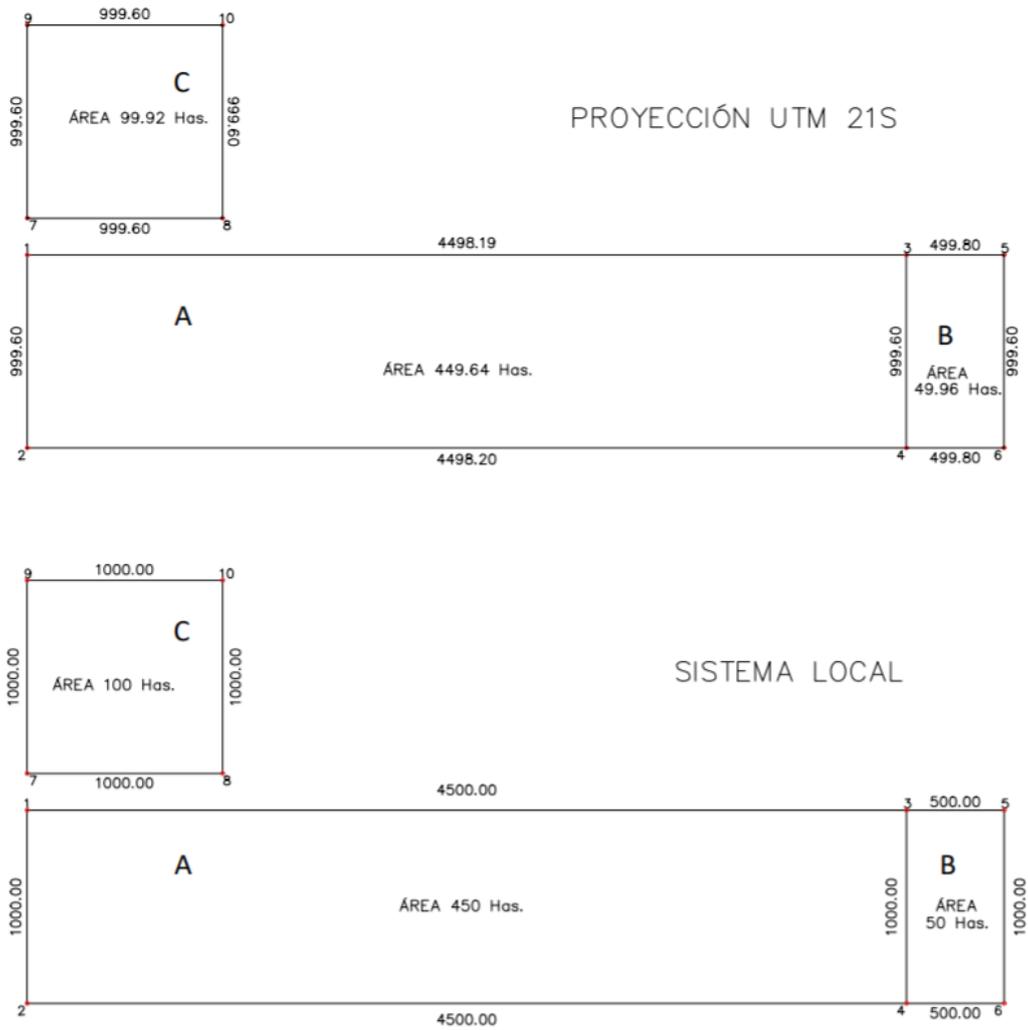


Imagen 43. Croquis comparativo de Ecilda.

○ **Caso 2: Artigas- Salto**

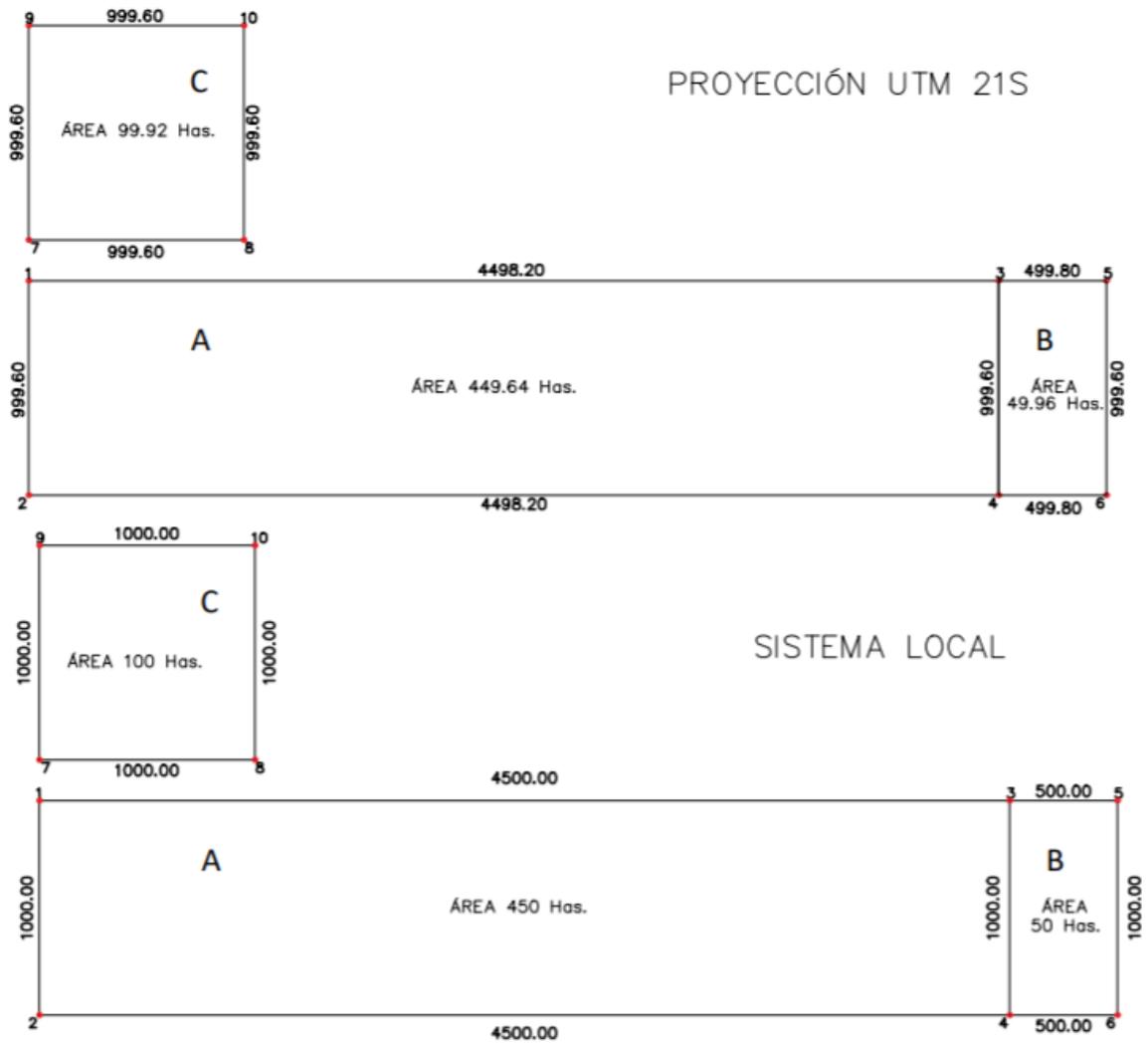


Imagen 44. Croquis comparativo de Artigas- Salto.

○ **Caso 3: Durazno**

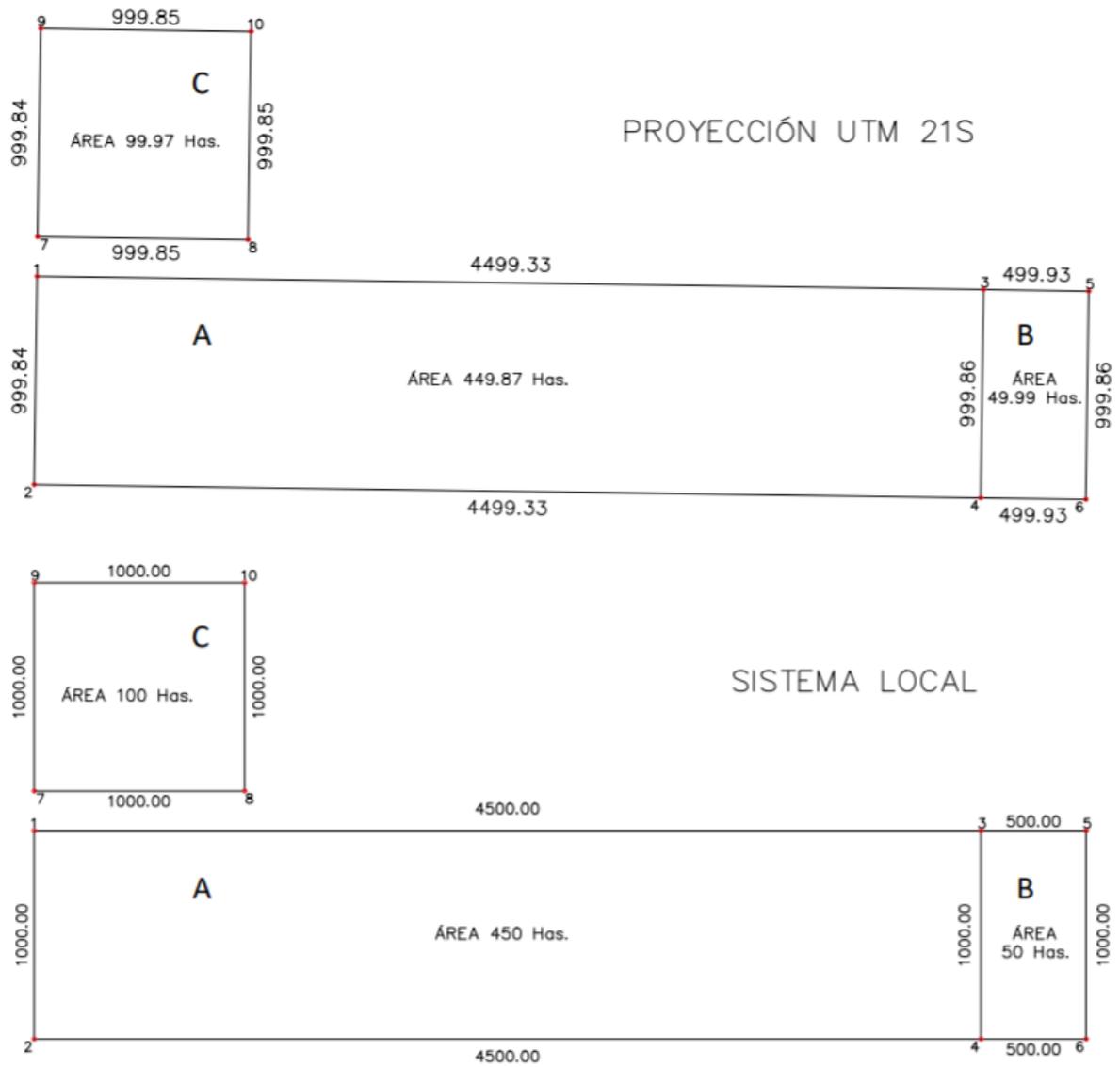


Imagen 45. Croquis comparativo de Durazno.

○ **Caso 4:Rocha**

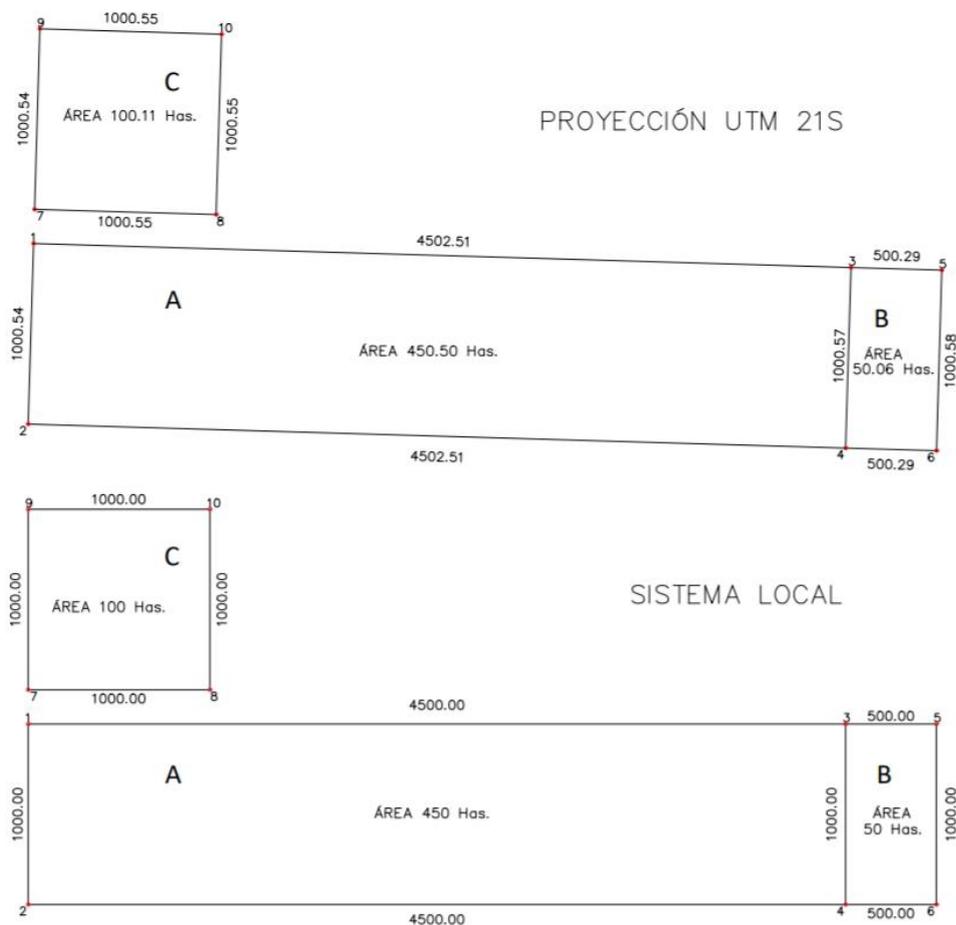


Imagen 46. Croquis comparativo de Rocha.

Luego de confeccionados todos los croquis, se comparan los deslindes y áreas de los predios resultantes con el predio en coordenadas locales, con el fin de calcular k y k_s .

Para ello, se calcula la deformación por metro en cada tramo y posteriormente se promedia considerando todos los lados (ver anexo 8), resultando:

LOCALIDAD	Deformación Lineal (k)	Deformación Superficial (k_s)
<i>Ecilda</i>	0,9996	0,9992
<i>Artigas-Salto</i>	0,9996	0,9992
<i>Rocha</i>	1,0006	1,0011
<i>Durazno</i>	0,9999	0,9997

Tabla 11. Deformaciones prácticas de la Proyección UTM21S.

→ Cálculo teórico de las deformaciones

Para la proyección UTM, los coeficientes de deformación lineal y superficial son:

$$k = 0.9996 * \left(1 + \frac{\Delta\lambda^2}{2} * \cos^2\varphi * (1 + n^2) \right)$$

$$k_s = k^2 = \left(0.9996 * \left(1 + \frac{\Delta\lambda^2}{2} * \cos^2\varphi * (1 + n^2) \right) \right)^2$$

Mediante la confección de una hoja de cálculo en Excel, se procede a realizar el análisis de los casos planteados anteriormente. Para el cálculo de las deformaciones, se consideran las coordenadas geodésicas de cada punto (imagen 38), calculando la deformación teórica de cada lado, para luego obtener un coeficiente promedio de la zona (ver anexo 7). Se obtiene:

LOCALIDAD	Deformación Lineal (k)	Deformación Superficial (ks)
<i>Ecilda</i>	0,99960	0,99920
<i>Artigas-Salto</i>	0,99960	0,99920
<i>Rocha</i>	1,00056	1,00112
<i>Durazno</i>	0,99985	0,99970

Tabla 12. Deformación lineal y superficial a partir de fórmulas.

→ Comparación de las deformaciones

A modo ilustrativo, se expone la siguiente tabla, en la cual se visualizan las deformaciones, tanto lineales como superficiales, para la proyección UTM21S.

LOCALIDAD	Teórico		Práctico	
	Deformación Lineal (k)	Deformación Superficial (ks)	Deformación Lineal (k)	Deformación Superficial (ks)
<i>Ecilda</i>	0,9996	0,9992	0,9996	0,9992
<i>Artigas-Salto</i>	0,9996	0,9992	0,9996	0,9992
<i>Rocha</i>	1,0006	1,0011	1,0006	1,0011
<i>Durazno</i>	0,9999	0,9997	0,9999	0,9997

Tabla 13. Comparación de resultados.

Transformación de Coordenadas Cartesianas Geocéntricas a Topocéntricas

En esta sección se pone en práctica la transformación de coordenadas cartesianas Geocéntricas a Topocéntricas, para uno de los casos anteriormente presentados, utilizando las fórmulas desarrolladas en el Marco Teórico.

Para ello, al predio teórico que inicialmente se encontraba en un sistema de coordenadas locales se lo ubica en la proyección UTM 21S, haciendo coincidir el punto 2 con las coordenadas obtenidas en la sección anterior, para luego determinar los demás puntos.

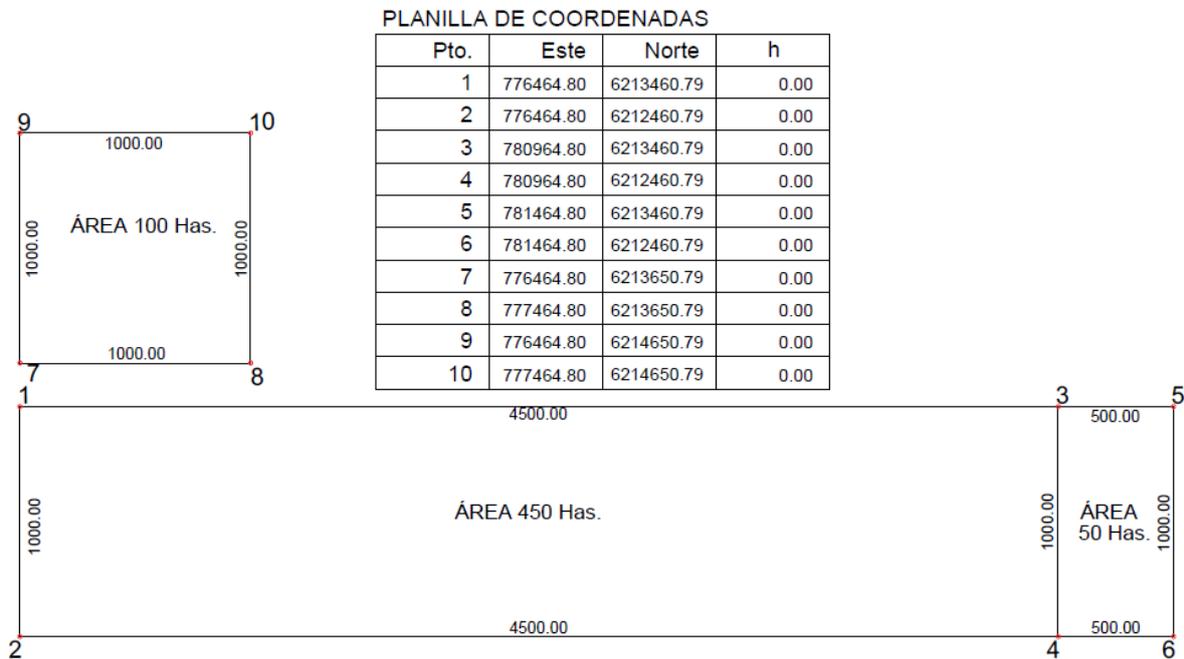


Imagen 47. Predios proyectados en UTM 21S.

Análogamente al procedimiento realizado para la transformación de coordenadas Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas, utilizando el software Leica Geo Office se genera un proyecto nuevo. Se le asigna un sistema de referencia, al cual se le asocia el elipsoide WGS84 y la proyección UTM 21S.

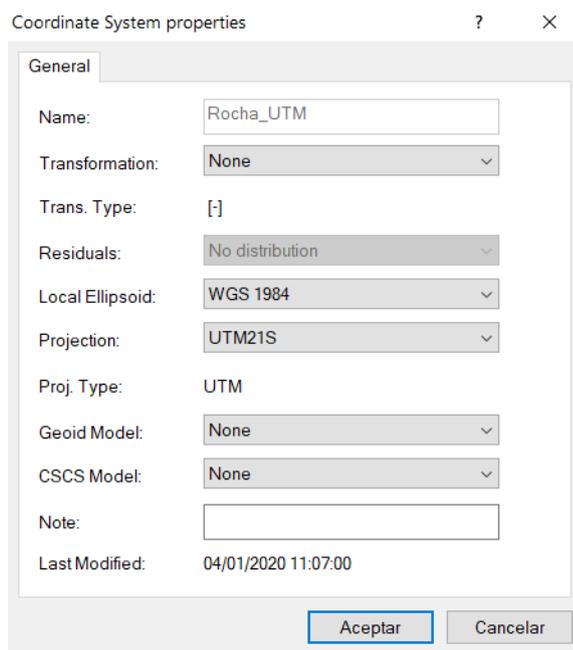


Imagen 48. Propiedades del Sistema de Referencia del proyecto UTM 21S.

Luego se cargan las coordenadas en UTM 21S, obteniéndose las cartesianas geocéntricas correspondiente.

Point Id /	X	Y	Z
<input checked="" type="checkbox"/> 1	3104579.6697	-4273137.3798	-3563276.9461
<input checked="" type="checkbox"/> 2	3104273.5128	-4272665.9390	-3564103.3406
<input checked="" type="checkbox"/> 3	3108259.5949	-4270554.0878	-3563166.5640
<input checked="" type="checkbox"/> 4	3107953.4475	-4270082.6617	-3563992.9329
<input checked="" type="checkbox"/> 5	3108668.3733	-4270266.9295	-3563154.1896
<input checked="" type="checkbox"/> 6	3108362.2270	-4269795.5050	-3563980.5557
<input checked="" type="checkbox"/> 7	3104637.8316	-4273226.9412	-3563119.9212
<input checked="" type="checkbox"/> 8	3105455.7353	-4272653.0520	-3563095.5464
<input checked="" type="checkbox"/> 9	3104943.9042	-4273698.2522	-3562293.4214
<input checked="" type="checkbox"/> 10	3105761.8058	-4273124.3598	-3562269.0523

Imagen 49. Coordenadas Cartesianas asignadas al proyecto UTM 21S.

Se calculan las coordenadas Topocéntricas a partir de las cartesianas obtenidas.

Dando como resultado:

Punto	X	Y	Z
1	-29,42	999,02	-0,08
2	0,00	0,00	0,00
3	4466,12	1131,39	-1,67
4	4495,55	132,40	-1,59
5	4965,62	1146,10	-2,04
6	4995,04	147,11	-1,95
7	-35,01	1188,84	-0,11
8	964,02	1218,25	-0,19
9	-64,42	2187,86	-0,38
10	934,60	2217,27	-0,45

Tabla 14. Coordenadas Topocéntricas.

Con el objeto de ilustrar las deformaciones introducidas y los errores en los que se incursiona al realizar un proyecto en UTM21S, se importan los puntos obtenidos al software AutoCAD.

Es pertinente aclarar que lo expuesto en la siguiente imagen como “Sistema Local”, representaría en la práctica el producto de replantear con ET los predios teóricos, sin tener en cuenta los factores de deformación.

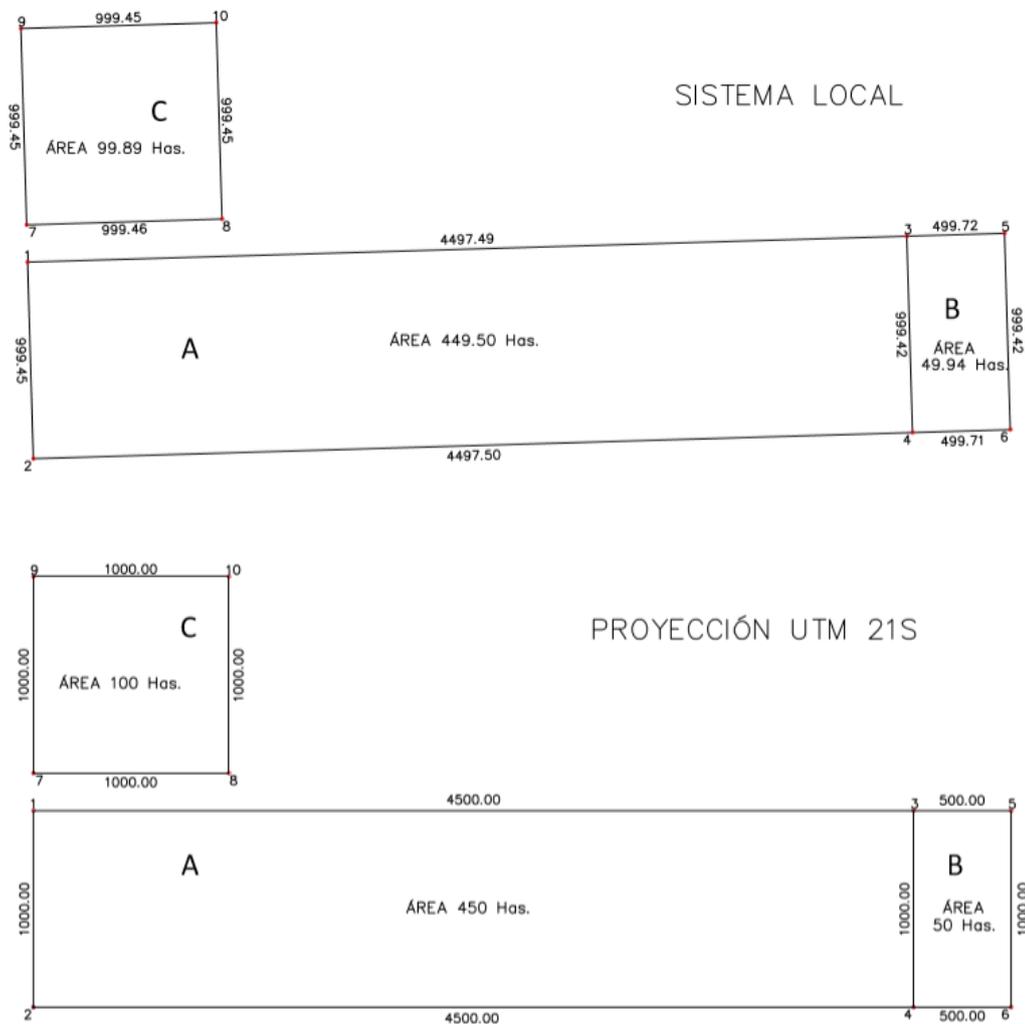


Imagen 50. Comparación de predios proyectados en UTM y su transformación de coordenadas.

Finalizando el ensayo se expone la siguiente tabla que compara los coeficientes hallados en la sección anterior, producto de la confección de un proyecto en un sistema local y su posterior proyección en UTM 21S y por otro lado, los coeficientes resultantes de implantar el proyecto sobre dicha proyección y transformarlo a un sistema local.

Sist. de Coord.	Proyección aplicada	Deformación Lineal (k)	Deformación Superficial (ks)
Local	UTM 21S	1,0006	1,0011
UTM 21S	Local	0,9994	0,9989

Tabla 15. Comparación de resultados.

Del análisis, se concluye que las deformaciones introducidas en cada caso son iguales e inversas. Por último es pertinente recalcar que los resultados obtenidos del último ensayo son comparables a los errores introducidos cuando el técnico realiza un fraccionamiento de un predio a partir del relevamiento con GNSS utilizando la proyección cartográfica UTM21S.

SEGUNDO ANÁLISIS

Considerándose ahora relevamientos topográficos que requieran del trabajo complementario de ambas tecnologías, y de una extensión superficial significativa como para realizar más de una estación, por ejemplo la implantación de una obra civil que abarque zonas extensas e inaccesibles para la mensura con tecnología GNSS, se plantea un hipotético relevamiento topográfico que pretende combinar el contenido anteriormente desarrollado.

Problemática

Un equipo técnico conformado por un Arquitecto, un Paisajista y un Ingeniero Civil, está encargado de diseñar la intervención urbanística de la Rambla Euskalerra y Rambla Concepción del Uruguay entre las calles Mataojo y Espuelitas sobre la costa del arroyo Malvín en el Departamento de Montevideo.

El proyecto interviene aproximadamente 1300 m de costa y tiene como objetivo la pavimentación del tramo de la Rambla Concepción del Uruguay, la implantación de juegos, canchas, bancos y puentes peatonales.

El mismo se realiza sobre una fotografía aérea georeferenciada del 2017, extraída de IDEUY, cuyo sistema de coordenadas asociado es el SIRGAS-ROU98.

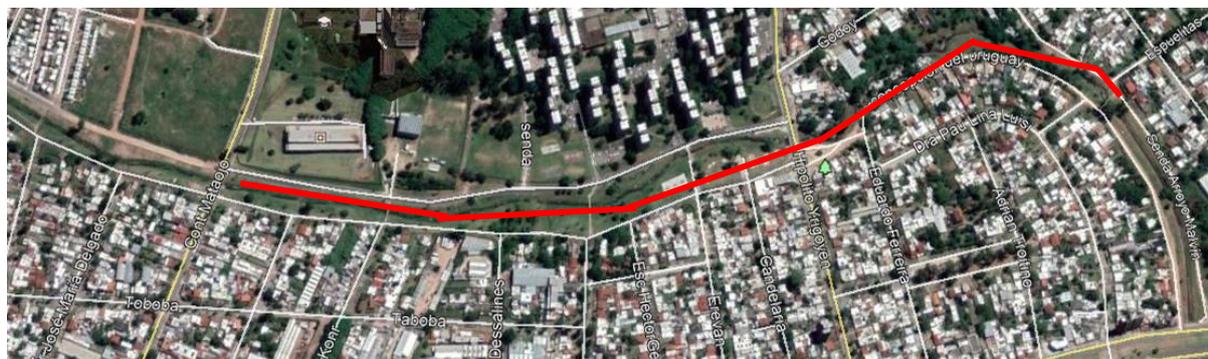


Imagen 51. Fotografía satelital extraída de Google Earth.

Para el correcto diseño de la infraestructura y actualización de la información con la que cuenta el equipo, se le solicita a un Ingeniero Agrimensor diferentes tareas:

- Relevamiento de los árboles existentes.
- Relevamiento de todas las columnas y tapas existentes.
- Relevamiento de umbrales de construcciones frentistas a la vía proyectada.

Método 1. Procedimiento de trabajo recomendado

Teniendo en cuenta los requerimientos de dicha tarea se opta por la combinación de tecnología GNSS y Estación Total.

Se releva con GNSS:

- Columnas y tapas existentes

- El tramo intervenido de calzada en Rambla Concepción del Uruguay
 - Los umbrales y construcciones accesibles
- Del relevamiento con GNSS (puntos cian) se obtienen coordenadas geodésicas (φ, λ, h ortométrica).



Imagen 52. Relevamiento con GNSS.

Pretendiendo combinar ambos relevamientos, se miden también PDC, ver imagen 52 y 53. Los PDC son intervisibles y distan entre sí 500 m, es importante aclarar que la distancia mencionada no es una elección arbitraria, sino que es el alcance del procedimiento de transformación de coordenadas analizado en la primera parte del presente capítulo.

Los puntos en cuestión serán los puntos de tangencia de cada plano en el pasaje de un sistema local (relevamiento con ET) a un sistema geocéntrico cartesiano (relevamiento con GNSS).



Imagen 53. Fotografía donde se indica la ubicación de PDC.

Pto	Latitud	Longitud	Altura ortométrica EGM2008 (m)
1	34°53'03.22614"S	56°07'11.70307"W	26.73
7	34°53'04.91411"S	56°06'52.16978"W	25.24

12	34°52'57.94628"S	56°06'34.33122"W	20.03
----	------------------	------------------	-------

Tabla 16. Coordenadas geodésicas de PDC.

Se densifica el relevamiento, midiendo con ET todo aquello a lo que el GNSS no puede acceder por falta de cobertura, como lo son:

- Árboles existentes en el espacio libre
- Umbrales debajo de techo o árboles

En éste marco, para ejecutar correctamente la transformación de coordenadas, la orientación del eje n en el Sistema Local (e,n,h) debe de coincidir de forma exacta con la orientación Norte. Implicando en campo el considerar el problema inverso de la geodesia. Previamente a relevar con ET, se deben de realizar los cálculos correspondientes para hallar los azimut y contra azimut geodésicos a partir de las coordenadas geodésicas de los PDC medidos con el GNSS.

De esta forma se resuelve la imposibilidad en campo de orientar la ET exactamente hacia la dirección Norte. Por ejemplo al estacionar en el PDC número 1, se orienta la misma, visando el PDC número 7 e introduciendo el azimut 1-7 calculado. De igual manera ocurre al realizar un cambio de estación, tomando como punto de tangencia el PDC 7, si se pretende orientar la ET visando el PDC 1, se debe de considerar que la diferencia entre acimut y contra acimut no es 180° e introducir el contra azimut calculado previamente.

A continuación se exponen los acimuts calculados, utilizando las fórmulas del marco teórico. Teniendo en cuenta que:

$$A_{21} = A_{21} + 180^\circ + \Delta A$$

$\phi 1$	34°53'03" S	$\Delta A(^{\circ})$	Az 1-7
$\phi 7$	34°53'05" S	-11,1	95°59'17.6"
$\lambda 1$	56°07'12" W		Az 7-1
$\lambda 7$	56°06' 52" W		275°59'6.5"

Tabla 17. Calculo de azimut A1-7 y A7-1.

$\phi 7$	34°53'05" S	$\Delta A(^{\circ})$	Az 7-12
$\phi 12$	34°52'58" S	-10,2	64° 38' 23.1"
$\lambda 7$	56°06' 52" W		Az 12-7
$\lambda 12$	56°06' 34" W		244°38' 12.9"

Tabla 18. Calculo de azimut A7-12 y A12-7.

Para verificar los resultados obtenidos y presentando otra posible variante para el cálculo se ingresan las coordenadas geodésicas de los PDC en el Software Leica Geo Office y con la herramienta “*Direction and Distance*”, se alcanzan los diferentes acimut. Finalmente, se hallan la diferencia entre acimut-contra acimut y se comparan con los ΔA obtenidos anteriormente.

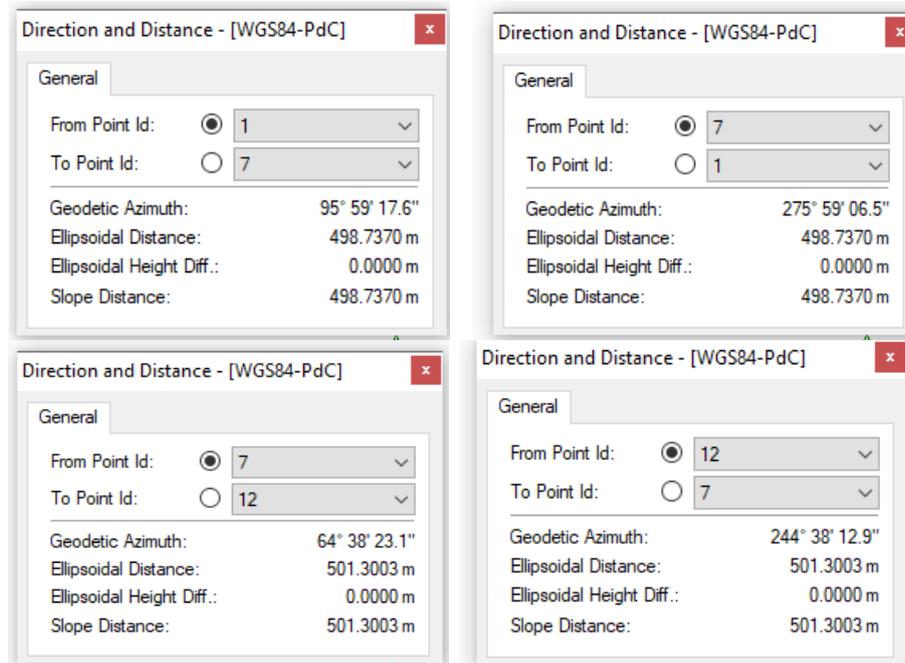


Imagen 54. Captura de los acimuts calculados en el software Leica Geo Office.

De las capturas anteriores resulta que $|\Delta A_{17}| = 11.1''$ y $|\Delta A_{712}| = 10.2''$

Teniendo en cuenta lo antes mencionado, del relevamiento con ET se obtienen coordenadas del tipo (e, n, h) . Cada PDC será el origen de un sistema topocéntrico, dividiéndose el área de trabajo en tres zonas en este caso. Es importante destacar que cada zona no puede contar con puntos relevados que se aparten más de 500 m del PDC (alcance del método).



Imagen 55. Relevamiento con ET y su división por zonas.

Se obtienen las siguientes coordenadas:

Coordenadas Topocéntricas Zona 1				
Punto	e	n	h	Observaciones
1	0	0	0	Pto de coord. geodésicas conocidas (PDC)
2	81.768	-2.036	-0.528	
3	130.649	-8.690	-0.925	
4	194.001	-19.561	-1.490	

Tabla 19. Topocéntricas zona 1.

Coordenadas Topocéntricas Zona 2				
Punto	e	n	h	Observaciones
5	-154.6471	22.3552	-0.4064	
6	-24.840	34.568	-1.791	
7	0.000	0.000	0.000	Pto de coord. geodésicas conocidas (PDC)
8	109.614	61.198	-1.811	
9	133.311	86.588	-1.727	

Tabla 20. Topocéntricas zona 2.

Coordenadas Topocéntricas Zona 3				
Punto	e	n	h	Observaciones
10	-50.6586	-18.6227	0.058	
11	-8.897	14.620	0.129	
12	0.000	0.000	0.000	Pto de coord. geodésicas conocidas (PDC)
13	26.542	34.136	-1.159	
14	103.505	62.038	-1.899	
15	107.358	32.046	-1.592	

Tabla 21. Topocéntricas zona 3.

Una vez realizado los relevamientos, se pasa a la instancia de unificación de datos provenientes de GNSS y ET.

Los datos provenientes de GNSS no presentan dificultad alguna, ya que cada coordenada (φ, λ, h ortométrica EGM2), tiene asociada una coordenada Cartesiana Geocéntrica (x, y, z) por definición.

Por otro lado, en el caso de los puntos tomados con ET, basta con realizar la transformación de Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas para cada zona, de forma análoga a como se realizó en el primer análisis.

Seguidamente, se exponen las tablas de coordenadas Cartesianas Geocéntricas, para cada zona a partir del PDC correspondiente.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas Zona 1				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
1	2,919,848.588	-4348457.6705	-3,627,353.959	Pto de coord. geodésicas conocidas.
2	2,919,915.582	-4348410.7618	-3,627,355.328	
3	2,919,953.860	-4348380.0838	-3,627,360.558	
4	2,920,002.731	-4348339.2208	-3,627,369.153	

Tabla 22. Coordenadas correspondientes a la Zona 1.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas Zona 2				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
5	2,920,121.668	-4,348,251.988	-3,627,377.206	
6	2,920,232.688	-4,348,184.471	-3,627,366.396	
7	2,920,243.106	-4,348,155.429	-3,627,395.777	Pto de coord. geodésicas conocidas.
8	2,920,352.788	-4,348,122.138	-3,627,344.540	
9	2,920,380.594	-4,348,121.038	-3,627,323.760	

Tabla 23. Coordenadas correspondientes a la Zona 2.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas Zona 3				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
10	2,920,637.268	-4,348,020.697	-3,627,231.966	
11	2,920,682.568	-4,348,013.240	-3,627,204.737	
12	2,920,685.232	-4,348,001.251	-3,627,216.657	Pto de coord. geodésicas conocidas
13	2,920,717.620	-4,348,001.867	-3,627,187.991	
14	2,920,790.067	-4,347,971.694	-3,627,164.679	
15	2,920,783.841	-4,347,955.516	-3,627,189.458	

Tabla 24. Coordenadas correspondientes a la Zona 3.

Teniendo los relevamientos con GNSS y ET en el mismo sistema de coordenadas queda resuelto el problema de interoperabilidad de datos, restando seleccionar la proyección local o estandarizada en la que se encuentre el proyecto en cuestión.

Método 2. Procedimiento de trabajo incorrecto

A continuación se exponen los resultados obtenidos al realizar la transformación de coordenadas Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas, partiendo de un relevamiento convencional con ET que:

- no considera el problema inverso de la geodesia, sino que se toma $A_{21} = A_{12} \pm 180^\circ$.
- toma como punto de tangencia (origen del sistema Topocéntrico) únicamente el PDC 1 (1001), asumiendo que en la zona de trabajo el plano Este-Norte es único.



Imagen 56. Relevamiento convencional con ET.

Coordenadas Topocéntricas					
Punto	e	n	h	Observaciones	
1001	0.000		0.000	0.000	Pto de coord. geodésicas conocidas (PDC)
1002	81.768		-2.036	-0.528	
1003	130.649		-8.690	-0.925	
1004	194.001		-19.561	-1.490	
1007	496.016		-52.030	-1.491	
7005	341.370		-29.667	-1.897	
7006	471.178		-17.461	-3.282	
7008	605.633		9.162	-3.302	
7009	629.331		34.551	-3.218	
7012	949.019		162.656	-6.701	

12010	898.358	144.039	-6.643	
12011	940.123	177.277	-6.572	
12013	975.564	196.789	-7.860	
12014	1052.530	224.684	-8.600	
12015	1056.379	194.691	-8.293	

Tabla 25. Coordenadas correspondientes a un relevamiento convencional con ET.

Con el objetivo de generar resultados comparables, se realiza la transformación de coordenadas Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas de dicho relevamiento.

Coordenadas Geocéntricas Cartesianas				
Pto.	X	Y	Z	Observaciones
1001	2919848.5879	-4348457.6705	-3627353.9594	<i>Pto de coord. geodésicas conocidas</i>
1002	2919915.5816	-4348410.7618	-3627355.3279	
1003	2919953.8597	-4348380.0838	-3627360.5585	
1004	2920002.7309	-4348339.2208	-3627369.1534	
1007	2920243.1130	-4348155.4436	-3627395.7879	
7005	2920121.6692	-4348251.9938	-3627377.2103	
7006	2920232.6947	-4348184.4835	-3627366.4059	
7008	2920352.7988	-4348122.1580	-3627344.5554	
7009	2920380.6060	-4348121.0595	-3627323.7767	
7012	2920685.2627	-4348001.3014	-3627216.6985	
12010	2920637.2949	-4348020.7422	-3627232.0037	
12011	2920682.598	-4348013.2902	-3627204.7788	
12013	2920717.653	-4348001.9210	-3627188.0360	
12014	2920790.106	-4347971.7566	-3627164.7305	
12015	2920783.88	-4347955.5786	-3627189.5098	

Tabla 26. Coordenadas cartesianas correspondientes al relevamiento convencional.

Una vez calculadas las mismas se comparan con las cartesianas obtenidas en la sección “Procedimiento de trabajo recomendado”, seguidamente se expone tabla que detalla las diferencias halladas.

Punto	ΔX (m)	ΔY (m)	ΔZ (m)	Vector error (m)
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	-0.0012	0.0058	0.0043	0.0073
6	-0.0067	0.0125	0.0099	0.0173
7	-0.0070	0.0146	0.0109	0.0195
8	-0.0108	0.0200	0.0154	0.0275
9	-0.0120	0.0215	0.0167	0.0298
10	-0.0269	0.0452	0.0377	0.0647
11	-0.0300	0.0502	0.0418	0.0719
12	-0.0307	0.0504	0.0415	0.0721
13	-0.0330	0.0540	0.0450	0.0777
14	-0.0390	0.0626	0.0515	0.0900
15	-0.0390	0.0626	0.0518	0.0901

Tabla 27. Comparación de coordenadas cartesianas.

Teniendo en cuenta que este proyecto se enfoca en relevamientos planimétricos, se proyectan las cartesianas sobre una TM cuyo meridiano de contacto pasa por el PDC 7 (factor de escala en el meridiano central igual 1, con falso este y falso norte (0,0)) para de este modo evaluar exclusivamente el error en planimetría.

Proyectadas (Método 1)			Proyectadas (Método 2)			ΔX	ΔY	Vector
Punto	Este	Norte	Punto	Este	Norte			
1	-496.020	52.004	1001	-496.0217	52.0050	0.002	-0.001	0.002
2	-414.254	49.969	1002	-414.2534	49.9726	0.000	-0.003	0.003
3	-365.371	43.319	1003	-365.3729	43.3217	0.002	-0.003	0.003
4	-302.021	32.456	1004	-302.0202	32.4543	0.000	0.002	0.002
5	-154.649	22.355	7005	-154.6519	22.3566	0.003	-0.002	0.003
6	-24.841	34.566	7006	-24.8446	34.5691	0.004	-0.003	0.005

7	0.000	0.000	1007	-0.0054	0.0012	0.005	-0.001	0.005
8	109.611	61.200	7008	109.6085	61.1994	0.003	0.001	0.003
9	133.303	86.588	7009	133.3047	86.5890	-0.002	-0.001	0.002
10	402.329	196.091	12010	402.3260	196.0911	0.003	0.000	0.003
11	444.094	229.331	12011	444.0890	229.3314	0.005	-0.001	0.005
12	452.987	214.708	7012	452.9856	214.7110	0.001	-0.003	0.003
13	479.530	248.849	12013	479.5286	248.8459	0.001	0.003	0.003
14	556.501	276.743	12014	556.4931	276.7446	0.007	-0.001	0.008
15	560.344	246.752	12015	560.3443	246.7520	0.000	0.000	0.000

Tabla 28. Comparación de coordenadas planas.

Visto que el máximo error es de 0,008 m se agregan dos PDC (17 y 20), separados unos 1440 m y 1340 m respectivamente del PDC 1, con el objetivo de analizar el aumento del mismo al sumar cambios de estación y alejarse del punto de inicio, sin tener en cuenta las consideraciones planteadas en el “Método 1”.



Imagen 57. Relevamiento con Zona 4 y 5.

En una primera instancia se realiza el pasaje de coordenadas topocéntricas a cartesianas geocéntricas para los dos relevamientos con ET (relevamiento convencional y relevamiento con consideraciones agregadas). Luego se comparan dichas coordenadas, de la misma manera que en la tabla 27.

Punto	ΔX (m)	ΔY (m)	ΔZ (m)	Vector de error (m)
16	-0.064	0.106	0.088	0.15
17	-0.069	0.111	0.092	0.16
18	-0.075	0.120	0.099	0.17
19	-0.060	0.104	0.089	0.15
20	-0.053	0.096	0.082	0.14
21	-0.048	0.094	0.082	0.13

Tabla 29. Comparación de coordenadas cartesianas.

Como se puede observar, el punto 18 es el que presenta el máximo error, siendo éste el más apartado del PDC 1 (1500 m).

Además se evalúa el error en planimetría de los puntos agregados (del 16 al 21), de manera análoga al procedimiento realizado para el relevamiento inicial.

Proyectadas (Método 1)			Proyectadas (Método 2)			ΔX	ΔY	Vector
Punto	Este	Norte	Punto	Este	Norte			
16	852.966	417.332	17016	852.960	417.330	0.006	0.002	0.006
17	908.514	324.720	12017	908.511	324.719	0.003	0.001	0.004
18	986.443	214.160	17018	986.438	214.159	0.005	0.001	0.005
19	735.976	689.726	20019	735.967	689.721	0.009	0.005	0.010
20	635.648	732.394	17020	635.640	732.389	0.008	0.005	0.010
21	443.647	1,013.447	20021	443.634	1,013.439	0.013	0.008	0.015

Tabla 30. Comparación de coordenadas planas.

Por lo antes expuesto se infiere que:

- al considerarse la altura el error aumenta al incrementar la distancia entre el punto de tangencia y el punto relevado.
- el error crece al aumentar los cambios de estación y la distancia entre el punto en cuestión y el punto de inicio.

CAPÍTULO V

Conclusiones

CONCLUSIONES GENERALES

En la actualidad, la posibilidad de acceder a una ET o a un GNSS sin la previa capacitación correspondiente, ha aumentado por diferentes razones, entre ellas la entrada al mercado de equipos económicos, la existencia de casas de alquiler de instrumentos y la densificación de Estaciones de Referencia de Operación Continua (CORS), a lo largo de todo el territorio nacional por parte del Instituto Geográfico Militar (IMG). El receptor GNSS es un instrumento rápido, pero no posee una cobertura total, desembocando en el uso de una ET en proyectos que requieran por ejemplo del relevamiento de construcciones o árboles.

En este marco, cobra especial importancia la compatibilización de datos provenientes de ambos instrumentos, ya que no existe un procedimiento oficial, como también el uso adecuado de la proyección cartográfica UTM.

Tomando como base las prácticas desarrolladas, se infiere en primer lugar, que no es correcto generar proyectos utilizando coordenadas UTM, ya que al momento de relevar o replantear, si no se tienen en cuenta las deformaciones propias de la proyección, lo proyectado no coincidirá con la realidad.

En segundo lugar, la interoperabilidad de datos se alcanza fácilmente, el procedimiento de transformación de coordenadas solamente requiere conocimientos de la herramienta Excel y precauciones mínimas en campo.

Además, es pertinente destacar la necesidad de normativa, que exija al técnico nueva nota en el Plano de Mensura, la cual especifique el sistema de coordenadas y la proyección asociada.

En virtud de lo mencionado, se aconseja realizar proyectos en sistema de coordenadas locales, tener puntos correctamente medidos con tecnología GNSS y al enfrentarse a la necesidad de combinar tecnologías, realizar la transformación de coordenadas Topocéntricas a Geocéntricas Cartesianas, y a partir de ahí, proyectar los puntos en la cartografía adecuada, si es necesario. A nuestro entender, siguiendo dicho procedimiento, las áreas y deslindes sufrirán una deformación mínima, permitiendo que lo proyectado se vea reflejado en campo, tal cual fue planeado.

CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

1. Del análisis de la proyección UTM21S surgen las siguientes consideraciones:
 - a. Para la zona de Durazno ($\lambda = 55^{\circ}30'W$), donde se esperaba una deformación nula, se obtuvo un coeficiente de deformación lineal (k) de 0.9999.
 - b. Con respecto al límite Este de la zona 21 ($\lambda = 54^{\circ} W$), tanto del procedimiento práctico como el teórico, resulta un coeficiente de valor 1.00054, siendo mayor al 1.0004 esperado.
 - c. k y k_s es localmente constante, como se refleja en el ensayo realizando de una extensión de 5 km x 2 km y en la tabla 11.
 - d. No surgen diferencias al comparar los coeficientes de deformación lineal y superficial hallados de forma práctica con lo obtenido del cálculo teórico.
2. En cuanto a los ensayos realizados sobre interoperabilidad de datos provenientes de ET y GNSS, se destaca:
 - a. El examinar la zona de trabajo es clave para una buena planificación del itinerario y una correcta selección de los PDC.
 - b. La distancia entre PDC contiguos no debe de exceder los 500 m.
 - c. Los PDC deben ser intervisibles entre ellos, para poder efectuar una correcta medida al aplicar cambio de estación.
 - d. El relevamiento con GNSS, por su sencillez y rapidez (cinemático RTK), debe de cubrir la mayor cantidad de puntos, dejando para la ET exclusivamente las zonas inaccesibles.
 - e. La colocación de un número superior de PDC, a los estrictamente necesarios, posibilita una aproximación más precisa de la Tierra a un plano (representación poliédrica).
 - f. Al momento de orientarse con la ET, se tiene que considerar el problema inverso de la geodesia, ya que para el rango de distancias con el que se trabaja, ΔA no es nulo, como surge del análisis anterior.
 - g. La transformación de coordenadas de Topocéntricas a Cartesianas Geocéntricas es un procedimiento sencillo, cuya mayor dificultad reside en ingresar correctamente las coordenadas a las hojas de cálculo.
 - h. Es vital contar con un software que cuente con manejo de proyecciones cartográficas para la interoperabilidad de datos.

RECOMENDACIONES

Sintetizando los análisis anteriormente expuestos se desarrolla el siguiente paso a paso para llevar adelante una correcta mensura, a la hora de trabajar complementariamente con ET y GNSS.

1. Se estudia la zona de trabajo, para seleccionar PDC, los cuales deben ser intervisibles, distar máximo 500 m entre sí y accesible para la medición con GNSS.
2. Se realiza el relevamiento con tecnología GNSS, midiendo todos los puntos que su alcance permite, sin olvidar los PDC.
3. Una vez obtenidas las coordenadas geodésicas (φ, λ) de los PDC, se calcula azimut y contrazimut del itinerario a seguir en el relevamiento con ET, para una correcta orientación de cada sistema Topocéntrico.
<https://docs.google.com/spreadsheets/d/1Lnk45A1Fc8F4RcQLIUGa72oBxAQqhm-DKozgCk9EJs/edit>
4. Al estacionarse en cada PDC, se le asigna coordenadas (0,0,0), existiendo tantos orígenes de sistemas topocéntricos como PDC en el relevamiento a realizar.
5. Se realiza el relevamiento con ET, midiendo los puntos que no logra acceder el GNSS, orientando cada trabajo con los resultados obtenidos en el punto 3.
6. A partir de las coordenadas geodésicas (φ, λ) de los PDC, se calculan las coordenadas cartesianas geocéntricas.
7. Obtenidos los puntos de la ET, se separa el relevamiento en tantas zonas como PDC tenga, considerando un radio máximo de 500 m.
8. Se efectúa la transformación de coordenadas Topocéntricas a coordenadas Geocéntricas Cartesianas, contando con las coordenadas de los PDC en ambos sistemas.
https://docs.google.com/spreadsheets/d/1wnwO488Cq_9_4Sgf_ud6XZfM8i0XTGWB40diziFAyHo/edit#gid=0
9. Posteriormente, se cargan ambos relevamientos (ET y GNSS) en coordenadas geocéntricas Cartesianas a un software con manejo de proyecciones cartográficas, restando escoger la proyección deseada para el trabajo.

Bibliografía

1. Asin, M. (2003). Geodesia y Cartografía Matemática. España (Madrid): Paraninfo.
2. Berné, J. y Chueca Pazos, M. y Herráez J. Capítulo 12. En Berne, J. y Chueca Pazos, M. y Herráez J. Tratado de topografía tomo I: Teoría de errores e instrumentación. (pp. 301-314). España: Paraninfo
3. Berné, J. y Chueca Pazos, M. y Herráez J. Capítulo 18. En Berne, J. y Chueca Pazos, M. y Herráez J. Tratado de topografía tomo I: Teoría de errores e instrumentación. (pp. 439-449). España: Paraninfo
4. Berné, J., Anquela, A. y Garrido, N. (2016). GNSS-GPS: fundamentos y aplicaciones en Geomática. España: Universitat Politècnica de València
5. Comisión Nacional de Riego, (2015). Manual de procedimientos geodésicos y topográficos. Ministerio de Agricultura, gobierno de Chile.
6. Fuentes de error en GNSS- GPS. Recuperado el 18/2/2020 de <https://es.slideshare.net/nataliagarrido2012/fuentes-de-error-en-gnss>.
7. Grupo de Geodesia del Sistema Nacional de Coordinación de Información Territorial (2018). Geodesia en Chile, teoría y aplicación del Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas (SIRGAS). Artículo.
8. Hernández, D. Geodesia y Cartografía Matemática. España: Universitat Politècnica de València
9. Hossam, E. y Fawzy D. (2015). Evaluate the accuracy of reflector-less Total Station.
10. Ibañez, R. (2010). *El sueño del mapa perfecto. Cartografía y matemáticas*. España: Printer Industria Gráfica Newco, S.L.
11. Instituto Geográfico Nacional (2011). NORMA TÉCNICA. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA PRODUCCIÓN DE CARTOGRAFÍA BÁSICA ESCALA 1:5 000. Perú.
12. Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2014). Aplicación de la topografía en el INEGI. Boletín de prensa Núm. 94/14.
13. ITRF2014. Recuperado el 10/02/2020 de http://itrf.ensg.ign.fr/ITRF_solutions/2014/ITRF2014.php
14. Lapaine M., Croacia y Lynn Usery E. Proyecciones Cartográficas y Sistemas de Referencia. Estados Unidos. Lectura Complementaria del Curso de Sistemas de Información Geográfica.
15. Mejía G. (2017). Levantamientos topográficos y estudios de títulos de tradición para la descripción de cabida y linderos del predio el paraíso en la vereda del Balsal, Villeta. Universidad Distrital Francisco José de Caldas
16. Realizaciones del Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas. Recuperado el 10/02/2020 de <http://www.sirgas.org/es/sirgas-realizations/>
17. Salazar Espinoza, R. (2016). Análisis de las metodologías empleadas en la georreferenciación de planos topográficos al sistema de coordenadas UTM y

su aplicación en el catastro urbano del municipio de La Paz. Tesis de la Universidad Mayor de San Andrés.

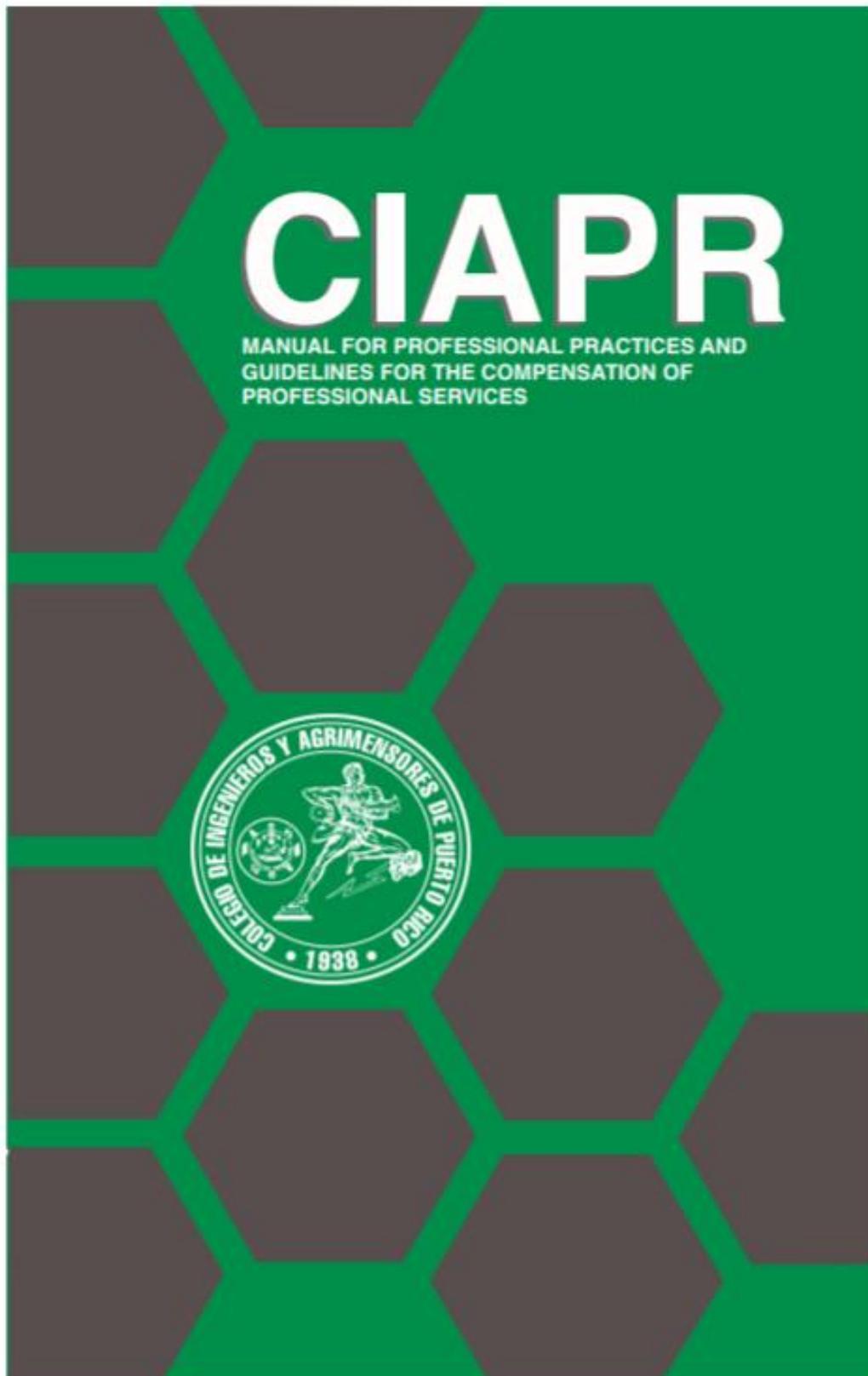
18. Sanz, J., Juan, J.M. y Hernández, M. (2013) Capítulo B: Coordinate Conversions. En Sanz, J., Juan, J.M. y Hernández, M. GNSS Data Processing: Volume I: Fundamentals and Algorithms (pp. 186-187). Netherlands: ESA Communications.
19. Suárez, N. (2011). Red Geodésica Nacional Activa de la República Oriental del Uruguay (REGNA-ROU). Artículo.
20. Wolf, P. y Ghilani C. (2013). Instrumentos de estación total; medición de ángulos. En Wolf, P. y Ghilani C. Topografía. (pp. 188-226). México: Alfaomega.

Siglas

GNSS: Global Navigation Satellite System
ET: Estación Total
UTM: Universal Transversal Mercator
ITRS: International Terrestrial Reference System
ITRF: International Terrestrial Reference Frame
IERS: International Earth Rotation Service
GRS80: Geodetic Reference System 1980
SIRGAS: Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas
WGS84: World Geodetic System 1984
GPS: Sistema de Posicionamiento Global
SIRGAS-CON: Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas Continuo
SIRGAS-ROU 98: Sistema Geodésico de Referencia Oficial 1998
REGNA-ROU: Red Geodésica Nacional Activa de la República Oriental del Uruguay
SLR: Single Lens Reflex.
VLBI: Very Long Baseline Interferometry.
DORIS: Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite.
UT: Tiempo Universal
TAI: Tiempo Atómico
UTC: Tiempo Universal Coordinado
RTK: Real Time Kinematic
PC: Proyecciones Cartográficas
MC: Meridiano de Contacto
PDC: Puntos de Control
IGM: Instituto Geográfico Militar
MAGNA: Marco Geocéntrico Nacional de Referencia
CASA: Central and South American geodynamics network
NAD83: Datum Norteamericano de 1983
CORS: estaciones de referencia de operación continua
VRS: Red de Base Virtuales de Referencia
INEGI: Instituto Nacional de Estadística y Geografía
RGNA: Red Geodésica Nacional Activa
SNIT: Infraestructura de Datos Espaciales de Costa Rica
LTM: Local Transversal Mercator
IGN: Instituto Geográfico Nacional
MCF: Marcas de Cota Fija
BM: Bench Mark
TM: Transversal de Mercator
REGGEN: Red Geodésica Geocéntrica Nacional
IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
CONCAR: Comissão Nacional de Cartografia
RAMSAC: Red Argentina de Monitoreo Satelital Continuo
IGVSB: Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar
IDEUY: Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay
MARGEN: Marco de Referencia Geocéntrico Nacional

Anexos

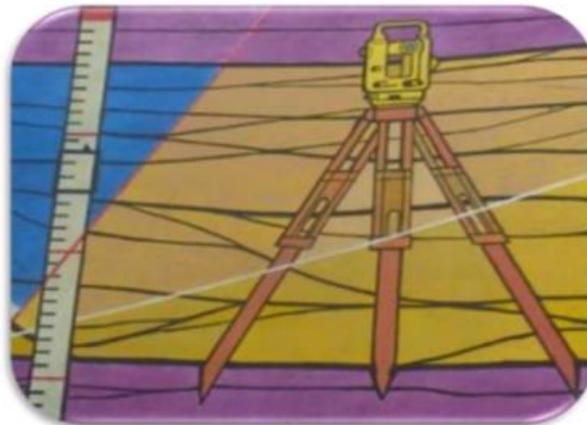
1. Manual de prácticas para el ejercicio del Agrimensor de Puerto Rico.



2. Guía Técnica para georreferenciar planos de Agrimensura de Costa Rica.
Tabla de Contenido.



**GUÍA TÉCNICA PARA GEORREFERENCIAR
PLANOS DE AGRIMENSURA**



Adelina Arce Bogantes, Ricardo Monge Garro.
San José, Costa Rica, Febrero, 2013.

INDICE DE CONTENIDOS

1. Antecedentes.....	7
2. Introducción.....	10
3. Red Oficial Nacional de Coordenadas.....	11
4. Red de estaciones de referencia de operación continua GNSS del Registro Nacional.....	15
5. Insumos Cartográficos Existentes.....	19
• Ortofoto	
• Mapa Catastral	
6. Tolerancias permitidas en la georreferenciación.....	23
a) Exactitud relativa y exactitud absoluta	
b) Exactitud posicional relativa	
c) Exactitud posicional absoluta	
d) Datum convencional	
e) Datum satelital	
f) Necesidad de un modelo del Geoide para Costa Rica.	
7. Metodologías aplicables para la georreferenciación de los planos de agrimensura.....	28
a) Utilizando ortofoto	
b) Utilizando mapa catastral	
c) Enlaces a la red oficial por métodos topográficos o convencionales;	
d) Enlaces a la red de estaciones de referencia de operación continua GNSS del Registro Nacional.	
e) Por montaje de planos catastrados en la ortofoto para el estudio de antecedentes catastrales registrales;	
8. Bibliografía.....	46

3. Especificações e Normas para Levantamentos Geodésicos associados ao Sistema Geodésico Brasileiro. Tabla de Contenidos.

Ministério do Planejamento, Desenvolvimento e Gestão
Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE
Diretoria de Geociências
Coordenação de Geodésia

Especificações e Normas para Levantamentos Geodésicos associados ao Sistema Geodésico Brasileiro

Rio de Janeiro
2017

Sumário

1	Introdução.....	5
1.1	Fundamentação Legal.....	6
1.2	Sistema Geodésico de Referência (SGR).....	8
1.2.1	Conceitos associados a um Sistema de Referência da Geodésia moderna.....	9
1.3	Avanços tecnológicos recentes no SGB.....	10
1.4	Sistema Referência Terrestre (SRT).....	11
1.4.1	SIRGAS2000.....	13
1.5	Sistema Geodésico de Referência Altimétrico (SGRA).....	13
1.5.1	Número Geopotencial (C).....	14
2	Especificações e Normas para Posicionamento Geodésico com GNSS.....	16
2.1	Sistemas Globais de Navegação por Satélites (GNSS).....	16
2.1.1	Tipos de receptores GNSS.....	17
2.1.2	Sistemas de tempo e órbitas GNSS.....	17
2.2	Erros que incidem sobre as observações GNSS.....	18
2.3	Métodos de posicionamento com GNSS.....	21
2.3.1	Posicionamento por Ponto.....	21
2.3.2	Posicionamento Relativo.....	21
2.3.3	Orientações para o posicionamento geodésico com GNSS.....	22
2.4	Especificações dos levantamentos GNSS.....	24
2.5	Serviços GNSS disponibilizados pelo IBGE.....	26
2.5.1	Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo dos Sistemas GNSS (RBMC).....	26
2.5.2	Serviço de Posicionamento por Ponto Preciso (IBGE-PPP).....	27
2.5.3	Homologação de Marcos Geodésicos ao SGB.....	27
3	Especificações e Normas para Levantamentos Altimétricos.....	28
3.1	Tipos de altitudes.....	28
3.2	Geometria da RAAP.....	31
3.3	Equipamentos.....	33
3.4	Verificação de abalo.....	33
3.5	Verificação do erro de colimação.....	34
3.6	Especificações para o nivelamento geométrico.....	35
4	Especificações e Normas para Levantamentos Gravimétricos.....	39
4.1	Referencial Gravimétrico.....	40
4.2	Tipos de estações gravimétricas (EEGG).....	40

4.3 Desenvolvimento dos levantamentos gravimétricos.....	41
4.3.1 Determinação de estação gravimétrica básica.....	41
4.3.2 Determinação de estação gravimétrica de densificação.....	42
4.4. Operacionalização de gravímetros.....	44
4.5. Correções aplicadas às observações gravimétricas.....	46
4.6 Verificações instrumentais.....	50
4.7 Calibração.....	51
4.8 Especificações para o levantamento gravimétrico.....	52
Referências.....	55

4. Artículo: Grupo de Geodesia del Sistema Nacional de Coordinación de Información Territorial (2018). Geodesia en Chile, teoría y aplicación del Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas (SIRGAS)

**Geodesia en Chile, teoría y aplicación
del Sistema de Referencia
Geocéntrico para las Américas
(SIRGAS)**

Santiago de Chile – Chile

2018

Índice de contenidos

- 1 **Introducción**
- 2 **Sistemas Geodésicos de Referencia Empleados en Chile**
 - 2.1 Sistemas de Coordenadas
 - 2.2 Sistemas de Referencia: ITRF, WGS 84, SIRGAS.
 - 2.3 Marcos de Referencia
 - 2.4 Red Geodésica Nacional
 - 2.5 Datum Clásicos en Chile
 - 2.6 Sistemas Verticales
 - 2.7 Modelos Geoidales
 - 2.8 Códigos EPSG y su utilización en Chile
- 3 **Conversión y transformación de coordenadas**
 - 3.1 Armonización de Marcos de Referencia de Distintas Épocas
 - 3.2 Parámetros para la Transformaciones entre Sistemas Geodésicos de Referencia
- 4 **Metodología SIG para la transformación y conversión de sistemas de referencia de coordenadas (SRC) en ARCGIS y QGIS, para diferentes escalas, incluyendo parámetros IGM.**
 - 4.1 Metodología en ArcGIS
 - 4.2 Metodología en QGIS
- 5 **Generalidades de Escalas Cartograficas**
 - 5.1 Límite de Percepción Visual (LPV)
 - 5.2 Ground Sample Distance (GSD)
- 6 **Recomendaciones generales**
 - 6.1 Sistema de Referencia Geodésico para Chile

6.2 Recomendaciones de tipos de coordenadas a utilizar, dependiendo de cada caso u objetivo del trabajo

6.3 Precisiones asociadas a los sistemas geodésicos en uso y sus limitaciones de acuerdo a escala

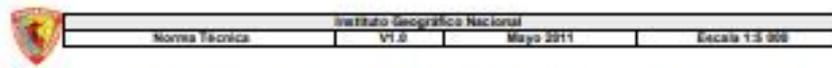
6.4 Indicar recomendación, hasta qué escala, se recomienda utilizar parámetros IGM

6.5 Uso de clase de Sistemas de Coordenadas Cartográficas según necesidad y escala de representación

7 Bibliografía

8 Acrónimos

5. Norma técnica. Especificaciones técnicas para la producción de cartografía básica escala 1:5 000 de Perú.



"Año del Centenario de Machu Picchu para el Mundo"



NORMA TÉCNICA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA PRODUCCIÓN DE CARTOGRAFÍA BÁSICA ESCALA 1:5 000



"Lo que no se define no se puede medir, lo que no se mide no se puede mejorar, y lo que no se mejora se degrada siempre".

Lord Kelvin



ÍNDICE

Presentación

Introducción

CAPÍTULO I

Normas Técnicas para la Producción de Cartografía Básica Escala 1: 5 000

- 1.1. Objeto
- 1.2. Campo de aplicación
- 1.3. Definiciones
- 1.4. Siglas y/o Acrónimos
- 1.5. Referencia con otras Normas

CAPÍTULO II

Especificaciones Técnicas, Consideraciones Geodésicas y Cartográficas

- 2.1. Sistema Geodésico Oficial
- 2.2. Red Geodésica Horizontal Oficial
- 2.3. Red Geodésica Vertical Oficial
- 2.4. Elipsoide Geodésico de Referencia
- 2.5. Sistema de Proyección Cartográfica
- 2.6. Sistema de Proyección Coordenadas
- 2.7. Sistemas de Codificación

CAPÍTULO III

Especificaciones Técnicas para Levantamiento Fotogramétrico.

- 3.1. Vuelo Fotogramétrico
- 3.2. *Gráfico de Vuelo*
- 3.3. Líneas de Vuelo
- 3.4. Cobertura
 - 3.4.1. Traslado Longitudinal
 - 3.4.2. Traslado Lateral
- 3.5. Determinación de la Escala de Vuelo
- 3.6. Condiciones Meteorológicas
- 3.7. Evaluación del Vuelo
- 3.8. Memoria de ejecución del Proceso
- 3.9. Cámaras Métricas
- 3.10. Calibración de la Cámara Métrica



- 3.11. Condiciones Generales de los Fotogramas
 - 3.11.1. Película
 - 3.11.2. Negativos
 - 3.11.3. Positivos
- 3.12. Memoria de ejecución de vuelo
- 3.13. Escaneado del Vuelo Fotogramétrico
 - 3.13.1. Barrido
 - 3.13.2. Área de Barrido
- 3.14. Características del Escáner Fotogramétrico
 - 3.14.1. Características de las Imágenes
 - 3.14.2. Geometría de la Imagen
 - 3.14.3. Radiometría de la Imagen
 - 3.14.4. Ubicación del Escáner fotogramétrico
 - 3.14.5. Calibración del Escáner fotogramétrico
 - 3.14.6. Resolución de la Imagen
 - 3.14.7. Formato y Soporte
- 3.15. Memoria de ejecución del Proceso
- 3.16. Cámara Digital Métrica
- 3.17. Proyecto de Vuelo
- 3.18. Altura de Vuelo.
- 3.19. Líneas de Vuelo
- 3.20. Cobertura
- 3.21. Condiciones del Avión.
- 3.22. Cámara Fotogramétrica
- 3.23. Vuelo Fotogramétrico
- 3.24. Procesado de datos de vuelo.
 - 3.24.1. Parámetros de orientación
 - 3.24.2. Imágenes digitales
- 3.25. Fotoíndice
- 3.26. Memoria de vuelo

CAPÍTULO IV

Especificaciones Técnicas para el Apoyo del Vuelo Fotogramétrico

- 4.1. Preparación del Proyecto
- 4.2. Distribución de puntos de control para la Aerotriangulación
- 4.3. Condiciones Generales para la Red
- 4.4. Establecimientos de Redes Geodésicas Locales



Instituto Geográfico Nacional			
Norma Técnica	V1.5	Mayo 2011	Escala 1:3.000

- 4.5. Obtención de los Puntos de Apoyo Fotogramétrico
- 4.6. Procesamiento de datos
- 4.7. Reconocimiento y Fotoidentificación
- 4.8. Precisiones
- 4.9. Memoria de ejecución del Proceso

CAPÍTULO V

Especificaciones Técnicas para la Realización de la Aerotriangulación Digital.

- 5.1. Orientación interior de la imagen digital
- 5.2. Orientación exterior de la imagen digital
- 5.3. Cálculo y ajuste del bloque
- 5.4. Memoria de ejecución del proceso

CAPÍTULO VI

Especificaciones Técnicas para la Realización de Restitución Fotogramétrica.

- 6.1. Información a Restituir
- 6.2. Codificación y estructura
- 6.3. Asignación de atributos
- 6.4. Estructura de la Información Geoespacial
- 6.5. Precisiones Finales en la Planimetría y Altimetría
- 6.6. Memoria de ejecución del Proceso

CAPÍTULO VII

Especificaciones Técnicas para la Clasificación de Campo

- 7.1. Clasificación de Campo
- 7.2. Memoria de ejecución del Proceso

CAPÍTULO VIII

Especificaciones Técnicas para la Edición Cartográfica.

- 8.1. Compilación cartográfica
- 8.2. Identificación, verificación y clasificación de la restitución
- 8.3. Edición y limpieza topológica
- 8.4. Determinación del formato del plano y distribución de las hojas en función al Sistema de Codificación
 - 8.4.1. Diseño
- 8.5. Generación de cuadrícula



Instituto Geográfico Nacional			
Norma Técnica	V1.0	Mayo 2011	Escala 1:5 000

- 8.6. Información marginal
- 8.7. Rotulación de toponimia
- 8.8. Textos
- 8.9. Conformación de la Cartografía Base Digital
- 8.10. Memoria de ejecución del Proceso

CAPÍTULO IX

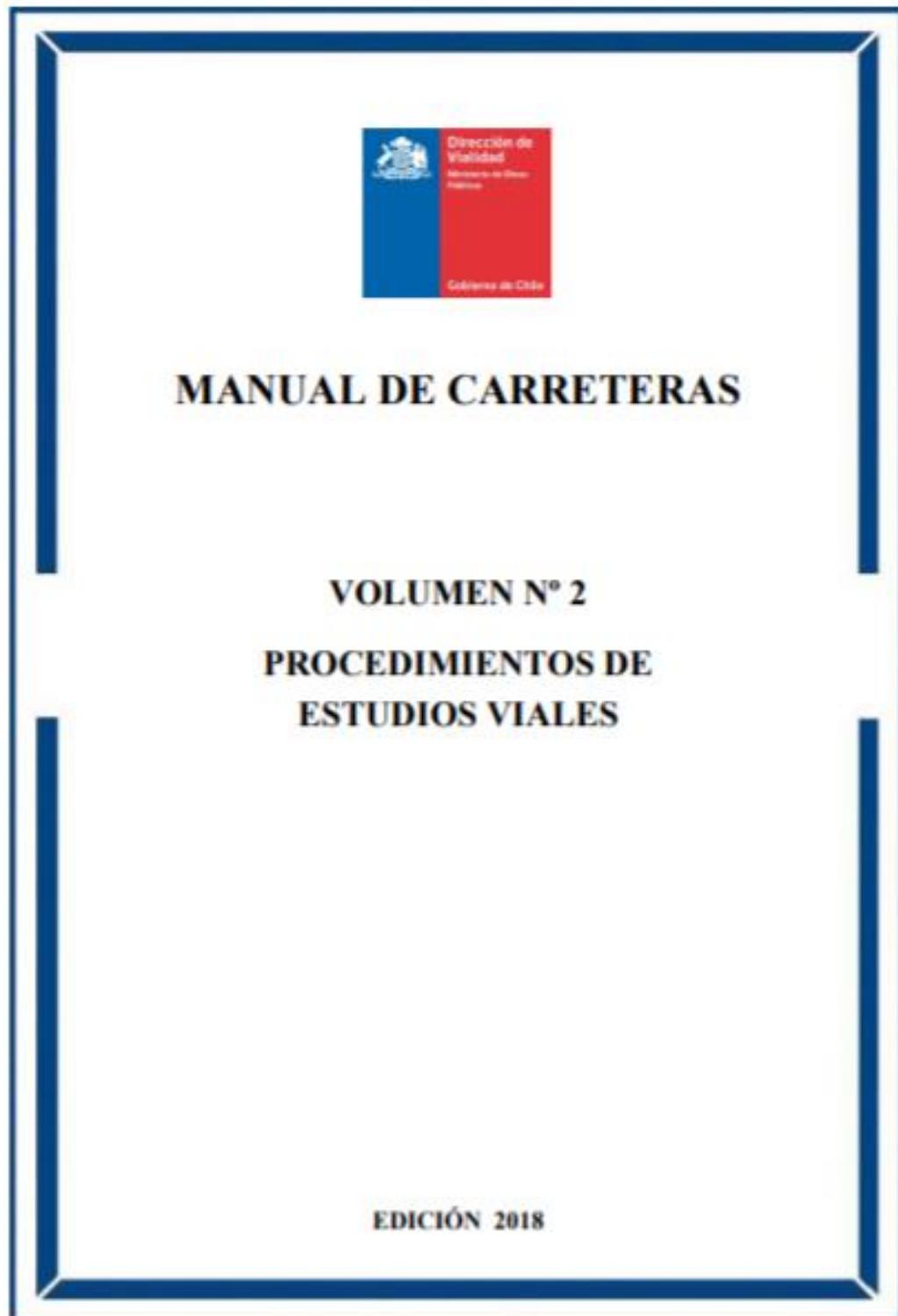
Especificaciones Técnicas para el proceso de Control de Calidad de cartografía impresa y digital

- 9.1. Control de Calidad de la Información cartográfica impresa en papel
- 9.2. Indicaciones para hacer las correcciones
- 9.3. Control de Calidad de la Información Digital

Referencias Bibliográficas

Apéndice N° 1 Hoja Modelo Plano Topográfico Escala 1:5 000

6. Manual de Carreteras, Volumen No 2, Procedimientos de Estudios Viales de Chile. Edición 2018. Tabla de contenidos.



CAPITULO 2.000 INFORMACION GENERAL

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO 2.000 INFORMACION GENERAL

SECCION 2.001 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL VOLUMEN

- 2.001.1 CAMPO DE APLICACION
- 2.001.2 CONCEPCION DEL VOLUMEN
- 2.001.3 VALIDEZ DE LIMITES NORMATIVOS Y RECOMENDACIONES
 - 2.001.301 Términos de Referencia Generales.
 - 2.001.302 Límites Normativos.
 - 2.001.303 Métodos y Procedimientos Recomendados.
 - 2.001.304 Aplicación de Otras Normas.
 - 2.001.305 Términos de Referencia Específicos.
- 2.001.4 RESPONSABILIDAD DEL PROYECTISTA

SECCION 2.002 ESTRUCTURA DEL VOLUMEN

2.002.1 MATERIAS CUBIERTAS A NIVEL DE CAPITULOS

CAPITULO 2.000 INFORMACION GENERAL
CAPITULO 2.100 SISTEMAS DE CLASIFICACION Y NIVELES DE ESTUDIO PARA OBRAS VIALES
CAPITULO 2.200 TERMINOS DE REFERENCIA GENERALES PARA EL ESTUDIO DE OBRAS VIALES
CAPITULO 2.300 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEODESICOS Y TOPOGRAFICOS
CAPITULO 2.400 INGENIERIA BASICA-ASPECTOS DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
CAPITULO 2.500 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEOTECNICOS
CAPITULO 2.600 INGENIERIA BASICA - DEMANDA Y CARACTERISTICAS DEL TRANSITO
CAPITULO 2.700 ASPECTOS AMBIENTALES - IMPACTO Y MITIGACION
CAPITULO 2.800 PROCEDIMIENTOS DE TERRENO Y GABINETE PARA EL DESARROLLO DE ESTUDIOS VIALES
CAPITULO 2.900 PLANOS, INFORMES Y DOCUMENTOS DEL ESTUDIO

2.002.2 FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA

SECCION 2.003 NOMENCLATURA

- 2.003.1 ABREVIATURAS
 - 2.003.101 Abreviaturas Instituciones Nacionales.
 - 2.003.102 Abreviaturas Instituciones Extranjeras.
 - 2.003.103 Abreviaturas de Conceptos Utilizados en este Volumen.

SECCION 2.004 SISTEMA DE UNIDADES

- 2.004.1 ASPECTOS GENERALES
- 2.004.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA

- 2.004.3 RESUMEN DE LA NORMA NCh 30 Of98
 - (1) Alcance
 - (2) Referencia
 - (3) Unidades SI
 - (4) Múltiplos de las unidades SI
 - (5) Uso de las unidades SI y sus derivados
 - (6) Reglas para escribir los símbolos de las unidades
 - (7) Unidades que no son SI y que pueden ser usadas junto con las unidades SI y sus múltiplos
 - 2.004.4 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES
- SECCIÓN 2.005 ANTECEDENTES EXISTENTES PARA EL ESTUDIO DE OBRAS VIALES
- 2.005.1 ASPECTOS GENERALES
 - 2.005.2 MANUAL DE CARRETERAS DE LA DIRECCIÓN DE VIALIDAD
 - 2.005.3 VÉRTICES GEODÉSICOS GPS DEL IGM
 - 2.005.4 MAPAS, CARTAS Y CARTOGRAFÍA VIAL
 - 2.005.401 Instituto Geográfico Militar (IGM)
 - 2.005.402 Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA)
 - 2.005.403 Dirección de Vialidad (DV)
 - 2.005.5 FOTOGRAFÍA, ORTOFOTOS Y MODELOS DIGITALES
 - 2.005.6 CLIMA, PLUVIOMETRÍA Y FLUVIOMETRÍA
 - 2.005.601 Clima y Meteorología
 - 2.005.602 Pluviometría y Fluviometría
 - 2.005.602(1) Pluviometría
 - a) Dirección Meteorológica de Chile
 - b) Dirección General de Aguas del MOP (DGA)
 - c) CIREN
 - 2.005.602(2) Fluviometría
 - 2.005.7 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA
 - 2.005.701 Estudios Geológicos.
 - 2.005.701(1) Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN)
 - 2.005.701(2) CIREN
 - 2.005.702 Estudios Agrológicos
 - 2.005.703 Estudios Geotécnicos
 - 2.005.8 TRÁNSITO Y ESTADÍSTICAS AFINES
 - 2.005.801 Volúmenes de Tránsito
 - 2.005.802 Control de Pesos por Eje
 - 2.005.803 Estadísticas Relacionadas con el Tránsito
 - 2.005.9 ANTECEDENTES SOCIO-ECONÓMICOS
 - 2.005.10 ANTECEDENTES AMBIENTALES Y TERRITORIALES
 - 2.005.11 OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

7. Tabla de cálculos de la deformación teórica en la proyección UTM 21.

a. Caso 1- Ecilda

Lado 1-2			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	K
φ1	-34,3903	-0,60022358		0,68	0,01		0,99960
λ1	-57,0000	-0,99483767				0,00	
φ2	-34,3992	-0,60037872		0,68	0,00		0,99960
λ2	-57,0000	-0,99483767				0,00	
e2	0,00669		0,01				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,99960					
Def. superficial		0,999200					

Lado 2-4			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	K
φ2	-34,3992	-0,60037872		0,6808	5,56E-03		0,999600
λ2	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
φ4	-34,3992	-0,60037872		0,6808	4,59E-03		0,999600
λ4	-56,9511	-0,99398440				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					

Lado 4-6			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ4	-34,3992	-0,60037872		0,6808	5,56E-03		0,999600
λ4	-56,9511	-0,99398440				0,000000	
φ6	-34,3992	-0,60037872		0,6808	4,59E-03		0,999600
λ6	-56,9456	-0,99388744				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999201					

Lado 5-6			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ5	-34,3903	-0,60022358		0,6810	5,56E-03		0,999600
λ5	-56,9456	-0,99388744				0,000000	
φ6	-34,3992	-0,60037872		0,6808	4,59E-03		0,999600
λ6	-56,9456	-0,99388744				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999201					

Lado 3-4			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	K
φ3	-34,3903	-0,60022358		0,6810	5,56E-03		0,999600
λ3	-56,9511	-0,99398440				0,000000	
φ4	-34,3992	-0,60037872		0,6808	4,59E-03		0,999600
λ4	-56,9511	-0,99398440				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999201					

Lado 3-5			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ3	-34,3903	-0,60022358		0,6810	5,56E-03		0,999600
λ3	-56,9511	-0,99398440				0,000000	
φ5	-34,3903	-0,60022358		0,6810	4,59E-03		0,999600
λ5	-56,9456	-0,99388744				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999201					

Lado 1-3			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ1	-34,3903	-0,60022358		0,6810	5,56E-03		0,999600
λ1	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
φ3	-34,3903	-0,60022358		0,6810	4,59E-03		0,999600
λ3	-56,9511	-0,99398440				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					

Lado 7-8			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	K
φ7	-34,3884	-0,60019149		0,68	0,01		0,99960
λ7	-57,0000	-0,99483767				0,00	
φ8	-34,3884	-0,60019148		0,68	0,00		0,99960
λ8	-56,9891	-0,99464789				0,00	
e2	0,00669		0,01				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,99960					
Def. superficial		0,999200					

Lado 8-10			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	K
φ8	-34,3884	-0,60019148		0,6810	5,56E-03		0,999600
λ8	-56,9891	-0,99464789				0,000000	
φ10	-34,3794	-0,60003450		0,6811	4,59E-03		0,999600
λ10	-56,9892	-0,99464860				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					

Lado 9-10			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ9	-34,3794	-0,60003450		0,6811	5,56E-03		0,999600

$\lambda 9$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$\varphi 10$	-34,3794	-0,60003450		0,6811	4,59E-03		0,999600
$\lambda 10$	-56,9892	-0,99464860				0,000000	
$e2$	0,00669		6,7E-03				
$\lambda Cont.$	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					

Lado 7-9			$e2$	$\cos\varphi^2$	$n2 (AoB)$	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 7$	-34,3884	-0,60019149		0,6810	5,56E-03		0,999600
$\lambda 7$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$\varphi 9$	-34,3794	-0,60003450		0,6811	4,59E-03		0,999600
$\lambda 9$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$e2$	0,00669		6,7E-03				
$\lambda Cont.$	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					

RESULTADOS PROMEDIOS	
Def. lineal k	0,9996
Def. superficial	0,9992

a. Caso 2 Artigas-Salto

Lado 1-2			$e2$	$\cos\varphi^2$	$n2 (AoB)$	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 1$	-30,9967	-0,54099389		0,7348	5,78E-03		0,999600
$\lambda 1$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$\varphi 2$	-31,0056	-0,54114903		0,7347	4,95E-03		0,999600
$\lambda 2$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$e2$	0,00669		6,7E-03				
$\lambda Cont.$	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					

Lado 2-4			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ2	-31,0056	-0,54114903		0,7347	5,78E-03		0,999600
λ2	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
φ4	-31,0056	-0,54114903		0,7347	4,95E-03		0,999600
λ4	-56,9528	-0,99401349				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					
Lado 4-6			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ4	-31,0056	-0,54114903		0,7347	5,78E-03		0,999600
λ4	-56,9528	-0,99401349				0,000000	
φ6	-31,0056	-0,54114903		0,7347	4,95E-03		0,999600
λ6	-56,9478	-0,99392622				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999201					
Lado 5-6			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ5	-30,9964	-0,54098904		0,7348	5,78E-03		0,999600
λ5	-56,9475	-0,99392138				0,000000	
φ6	-31,0056	-0,54114903		0,7347	4,95E-03		0,999600
λ6	-56,9478	-0,99392622				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999201					
Lado 3-4			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ3	-30,9992	-0,54103752		0,7347	5,78E-03		0,999600
λ3	-56,9528	-0,99401349				0,000000	
φ4	-31,0056	-0,54114903		0,7347	4,95E-03		0,999600
λ4	-56,9528	-0,99401349				0,000000	

e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k	0,999600						
Def. superficial	0,999201						
Lado 3-5			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
φ 3	-30,9992	-0,54103752		0,7347	5,78E-03		0,999600
λ 3	-56,9528	-0,99401349				0,000000	
φ 5	-30,9964	-0,54098904		0,7348	4,95E-03		0,999600
λ 5	-56,9475	-0,99392138				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k	0,999600						
Def. superficial	0,999201						
Lado 1-3			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
φ 1	-30,9967	-0,54099389		0,7348	5,78E-03		0,999600
λ 1	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
φ 3	-30,9992	-0,54103752		0,7347	4,95E-03		0,999600
λ 3	-56,9528	-0,99401349				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k	0,999600						
Def. superficial	0,999200						

Lado 7-8			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
φ 7	-30,9947	-0,54095995		0,7348	5,78E-03		0,999600
λ 7	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
φ 8	-30,9947	-0,54095995		0,7348	4,95E-03		0,999600
λ 8	-56,9894	-0,99465344				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k	0,999600						
Def. superficial	0,999200						
Lado 8-10			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k

$\varphi 8$	-30,9947	-0,54095995		0,7348	5,78E-03		0,999600
$\lambda 8$	-56,9894	-0,99465344				0,000000	
$\varphi 10$	-30,9858	-0,54080481		0,7350	4,95E-03		0,999600
$\lambda 10$	-56,9894	-0,99465344				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					
Lado 9-10			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 9$	-30,9858	-0,54080481		0,7350	5,78E-03		0,999600
$\lambda 9$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$\varphi 10$	-30,9858	-0,54080481		0,7350	4,95E-03		0,999600
$\lambda 10$	-56,9894	-0,99465344				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					
Lado 7-9			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 7$	-30,9947	-0,54095995		0,7348	5,78E-03		0,999600
$\lambda 7$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
$\varphi 9$	-30,9858	-0,54080481		0,7350	4,95E-03		0,999600
$\lambda 9$	-57,0000	-0,99483767				0,000000	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999600					
Def. superficial		0,999200					
RESULTADOS PROMEDIOS							
Def. lineal k		0,9996					
Def. superficial		0,9992					

b. Caso 3-Durazno

Lado 1-2			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ1	-32,7227	-0,57111798		0,7078	5,67E-03		0,999844
λ1	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
φ2	-32,7317	-0,57127535		0,7076	4,77E-03		0,999844
λ2	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,99984					
Def. superficial		0,99969					
Lado 2-4			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ2	-32,7317	-0,57127535		0,7076	5,67E-03		0,999844
λ2	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
φ4	-32,7317	-0,57127535		0,7076	4,77E-03		0,999859
λ4	-55,4519	-0,96781901				0,000365	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999852					
Def. superficial		0,999703					
Lado 4-6			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ4	-32,7317	-0,57127535		0,7076	5,67E-03		0,999860
λ4	-55,4519	-0,96781901				0,000365	
φ6	-32,7317	-0,57127535		0,7076	4,77E-03		0,999861
λ6	-55,4467	-0,96772689				0,000367	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999860					
Def. superficial		0,999721					
Lado 5-6			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ5	-32,7225	-0,57111536		0,7078	5,67E-03		0,999861
λ5	-55,4467	-0,96772689				0,000367	
φ6	-32,7317	-0,57127535		0,7076	4,77E-03		0,999861
λ6	-55,4467	-0,96772689				0,000367	

e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999861					
Def. superficial		0,999723					
Lado 3-4			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
φ 3	-32,7228	-0,57112021		0,7078	5,67E-03		0,999860
λ 3	-55,4519	-0,96781901				0,000365	
φ 4	-32,7317	-0,57127535		0,7076	4,77E-03		0,999859
λ 4	-55,4519	-0,96781901				0,000365	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999860					
Def. superficial		0,999719					
Lado 3-5			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
φ 3	-32,7228	-0,57112021		0,7078	5,67E-03		0,999860
λ 3	-55,4519	-0,96781901				0,000365	
φ 5	-32,7225	-0,57111536		0,7078	4,77E-03		0,999861
λ 5	-55,4467	-0,96772689				0,000367	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999860					
Def. superficial		0,999721					
Lado 1-3			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
φ 1	-32,7227	-0,57111798		0,7078	5,67E-03		0,999844
λ 1	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
φ 3	-32,7228	-0,57112021		0,7078	4,77E-03		0,999859
λ 3	-55,4519	-0,96781901				0,000365	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999852					
Def. superficial		0,999703					

Lado 7-8			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ7	-32,7208	-0,57108628		0,7078	5,67E-03		0,999844
λ7	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
φ8	-32,7208	-0,57108628		0,7078	4,77E-03		0,999847
λ8	-55,4894	-0,96847351				0,000348	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999845					
Def. superficial		0,999691					
Lado 8-10			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ8	-32,7208	-0,57108628		0,7078	5,67E-03		0,999847
λ8	-55,4894	-0,96847351				0,000348	
φ10	-32,7119	-0,57093114		0,7080	4,77E-03		0,999847
λ10	-55,4894	-0,96847351				0,000348	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999847					
Def. superficial		0,999694					
Lado 9-10			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ9	-32,7119	-0,57093114		0,7080	5,67E-03		0,999844
λ9	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
φ10	-32,7119	-0,57093114		0,7080	4,77E-03		0,999847
λ10	-55,4894	-0,96847351				0,000348	
e2	0,00669		6,7E-03				
λCont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999846					
Def. superficial		0,999691					
Lado 7-9			e2	cosφ ²	n2 (AoB)	Δλ ² /2	k
φ7	-32,7208	-0,57108628		0,7078	5,67E-03		0,999844
λ7	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
φ9	-32,7119	-0,57093114		0,7080	4,77E-03		0,999844
λ9	-55,5000	-0,96865773				0,000343	
e2	0,00669		6,7E-03				

λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		0,999844					
Def. superficial		0,999688					
RESULTADOS PROMEDIOS							
Def. lineal k		0,9999					
Def. superficial		0,9997					

c. Caso 4 -Rocha

Lado 1-2			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 1$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	5,58E-03		1,000543
$\lambda 1$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$\varphi 2$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	4,61E-03		1,000542
$\lambda 2$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,00054					
Def. superficial		1,00109					
Lado 2-4			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 2$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	5,57E-03		1,000543
$\lambda 2$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$\varphi 4$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	4,61E-03		1,000573
$\lambda 4$	-53,9511	-0,94162452				0,001416	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000558					
Def. superficial		1,001116					
Lado 4-6			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 4$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	5,57E-03		1,000574
$\lambda 4$	-53,9511	-0,94162452				0,001416	
$\varphi 6$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	4,61E-03		1,000576
$\lambda 6$	-53,9458	-0,94153241				0,001421	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						

Def. lineal k		1,000575					
Def. superficial		1,001150					
Lado 5-6			e2	cos φ^2	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 5$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	5,58E-03		1,000577
$\lambda 5$	-53,9458	-0,94153241				0,001421	
$\varphi 6$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	4,61E-03		1,000576
$\lambda 6$	-53,9458	-0,94153241				0,001421	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000577					
Def. superficial		1,001154					
Lado 3-4			e2	cos φ^2	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 3$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	5,58E-03		1,000574
$\lambda 3$	-53,9511	-0,94162452				0,001416	
$\varphi 4$	-34,1922	-0,59676686		0,6842	4,61E-03		1,000573
$\lambda 4$	-53,9511	-0,94162452				0,001416	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000573					
Def. superficial		1,001147					
Lado 3-5			e2	cos φ^2	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 3$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	5,58E-03		1,000574
$\lambda 3$	-53,9511	-0,94162452				0,001416	
$\varphi 5$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	4,61E-03		1,000576
$\lambda 5$	-53,9458	-0,94153241				0,001421	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000575					
Def. superficial		1,001151					
Lado 1-3			e2	cos φ^2	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 1$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	5,58E-03		1,000543
$\lambda 1$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$\varphi 3$	-34,1833	-0,59661172		0,6843	4,61E-03		1,000573
$\lambda 3$	-53,9511	-0,94162452				0,001416	

e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000558					
Def. superficial		1,001116					

Lado 7-8			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 7$	-34,1814	-0,59657778		0,6844	5,58E-03		1,000543
$\lambda 7$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$\varphi 8$	-34,1814	-0,59657778		0,6844	4,61E-03		1,000549
$\lambda 8$	-53,9892	-0,94228872				0,001381	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000546					
Def. superficial		1,001092					

Lado 8-10			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 8$	-34,1814	-0,59657778		0,6844	5,58E-03		1,000550
$\lambda 8$	-53,9892	-0,94228872				0,001381	
$\varphi 10$	-34,1725	-0,59642264		0,6845	4,61E-03		1,000549
$\lambda 10$	-53,9892	-0,94228872				0,001381	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000549					
Def. superficial		1,001099					

Lado 9-10			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 9$	-34,1725	-0,59642264		0,6845	5,58E-03		1,000543
$\lambda 9$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$\varphi 10$	-34,1725	-0,59642264		0,6845	4,61E-03		1,000549
$\lambda 10$	-53,9892	-0,94228872				0,001381	
e2	0,00669		6,7E-03				
λ Cont.	-0,9948						
Def. lineal k		1,000546					
Def. superficial		1,001093					

Lado 7-9			e2	$\cos\varphi^2$	n2 (AoB)	$\Delta\lambda^2/2$	k
$\varphi 7$	-34,1814	-0,59657778		0,6844	5,58E-03		1,000543

$\lambda 7$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$\varphi 9$	-34,1725	-0,59642264		0,6845	4,61E-03		1,000542
$\lambda 9$	-54,0000	-0,94247780				0,001371	
$e 2$	0,00669		6,7E-03				
$\lambda \text{Cont.}$	-0,9948						
<i>Def. lineal k</i>		1,000543					
<i>Def. superficial</i>		1,001086					
RESULTADOS PROMEDIOS							
<i>Def. lineal k</i>		1,0006					
<i>Def. superficial</i>		1,0011					

8. Tabla de cálculos de la deformación práctica en la proyección UTM 21S
a. Caso 1- Ecilda

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/1000m.	
LADO 1-2	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	-0,40
LADO 1-3	4500,00	4498,19	-1,81	-0,40	
LADO 3-5	500,00	499,80	-0,20	-0,40	
LADO 5-6	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 4-6	500,00	499,80	-0,20	-0,40	
LADO 2-4	4500,00	4498,20	-1,80	-0,40	
LADO 7-8	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 7-9	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 10-9	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 10-8	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
DEFORMACIÓN LINEAL					

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/100Has.	
PREDIO A	4500000	4496400	-3600	-800,00	-800,00
PREDIO B	500000	499600	-400	-800	
PREDIO C	1000000	999200	-800	-800	

	DEFORMACIÓN SUPERFICIAL				0,9992

b. Caso 2 Artigas-Salto

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/1000m.	
LADO 1-2	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	-0,40
LADO 1-3	4500,00	4498,20	-1,80	-0,40	
LADO 3-5	500,00	499,80	-0,20	-0,40	
LADO 5-6	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 4-6	500,00	499,80	-0,20	-0,40	
LADO 2-4	4500,00	4498,20	-1,80	-0,40	
LADO 7-8	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 7-9	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 10-9	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
LADO 10-8	1000,00	999,60	-0,40	-0,40	
	DEFORMACIÓN LINEAL				0,9996

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/100Has.	
PREDIO A	4500000	4496400	-3600	-800,00	-800,00
PREDIO B	500000	499600	-400	-800	
PREDIO C	1000000	999200	-800	-800	
	DEFORMACIÓN SUPERFICIAL				0,9992

c. Caso 3- Durazno

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/1000m.	
LADO 1-2	1000,00	999,84	-0,16	-0,16	-0,1478
LADO 1-3	4500,00	4499,33	-0,67	-0,15	
LADO 3-5	500,00	499,93	-0,07	-0,14	

LADO 5-6	1000,00	999,86	-0,14	-0,14	
LADO 4-6	500,00	499,93	-0,07	-0,14	
LADO 2-4	4500,00	4499,33	-0,67	-0,15	
LADO 7-8	1000,00	999,85	-0,15	-0,15	
LADO 7-9	1000,00	999,85	-0,15	-0,15	
LADO 10-9	1000,00	999,85	-0,15	-0,15	
LADO 10-8	1000,00	999,85	-0,15	-0,15	
DEFORMACIÓN LINEAL					0,9999

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/100Has.	
PREDIO A	4500000	4498700	-1300	-288,89	-262,96
PREDIO B	500000	499900	-100	-200	
PREDIO C	1000000	999700	-300	-300	
DEFORMACIÓN SUPERFICIAL					0,9997

d. Caso 4- Rocha

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/1000m.	
LADO 1-2	1000,00	1000,54	0,54	0,54	0,56
LADO 1-3	4500,00	4502,51	2,51	0,56	
LADO 3-5	500,00	500,29	0,29	0,58	
LADO 5-6	1000,00	1000,58	0,58	0,58	
LADO 4-6	500,00	500,29	0,29	0,58	
LADO 2-4	4500,00	4502,51	2,51	0,56	
LADO 7-8	1000,00	1000,55	0,55	0,55	
LADO 7-9	1000,00	1000,54	0,54	0,54	
LADO 10-9	1000,00	1000,55	0,55	0,55	

LADO 10-8	1000,00	1000,55	0,55	0,55	
DEFORMACIÓN LINEAL					1,0006

	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/100Has.	
PREDIO A	4500000	4505000	5000	1111,11	
PREDIO B	500000	500600	600	1200	
PREDIO C	1000000	1001100	1100	1100	
DEFORMACIÓN SUPERFICIAL					1,0011

9. Cálculos de las deformaciones introducidas por la UTM21S, correspondiente a la sección “Transformación de Coordenadas Cartesianas Geocéntricas a Topocéntricas”

ROCHA: DISTANCIA (m)					
	UTM21S	LOCAL	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/1000m.	
LADO 1-2	1000,00	999,45	-0,55	-0,55	
LADO 1-3	4500,00	4497,49	-2,51	-0,56	
LADO 3-5	500,00	499,72	-0,28	-0,56	
LADO 5-6	1000,00	999,42	-0,58	-0,58	
LADO 4-6	500,00	499,71	-0,29	-0,58	
LADO 2-4	4500,00	4497,50	-2,50	-0,56	
LADO 7-8	1000,00	999,45	-0,55	-0,55	
LADO 7-9	1000,00	999,45	-0,55	-0,55	
LADO 10-9	1000,00	999,45	-0,55	-0,55	
LADO 10-8	1000,00	999,45	-0,55	-0,55	
DEFORMACIÓN LINEAL					0,9994

ÁREA (m²)					
	LOCAL	UTM21S	DIFERENCIA	DEFORMACIÓN c/100 Has.	
<i>PREDIO A</i>	4495000	4500000	-5000	-1112,35	-1138,33
<i>PREDIO B</i>	499400	500000	-600	-1201,44	
<i>PREDIO C</i>	998900	1000000	-1100	-1101,21	
	DEFORMACIÓN SUPERFICIAL				0,9989