
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES
FACULTAD DE TECNOLOGIA
CARRERA DE TOPOGRAFIA Y GEODESIA



PROYECTO DE GRADO
NIVEL LICENCIATURA

**“IMPLEMENTACION DE UN PLANO TOPOGRAFICO
LOCAL (PTL), PARA EL DESARROLLO Y EJECUCION
DE OBRAS CIVILES EN EL PROYECTO DE
INDUSTRIALIZACION DE LOS RECURSOS
EVAPORITICOS DEL SALAR DE UYUNI
(POTOSI – BOLIVIA)”**

POSTULANTE: UNIV. GABRIEL VICTOR BAUTISTA GARCIA

TUTOR: LIC. JUSTO DANIEL FLORES VARGAS

LA PAZ – BOLIVIA
2018

DEDICATORIA

El presente proyecto de Grado está dedicado especialmente a mi Madre querida, Isabel Garcia, porque ella me ayudo en las buenas, en las malas y lo sigue haciendo, además de haberme dado la vida, siempre confió en mí y nunca me abandono. **Te quiero mamita.**

A mi padre Victor Bautista, por haberme dado la fuerza para salir adelante.

A mis hermanos y hermanas, por estar siempre presentes y por el apoyo moral que me brindaron.

A mis sobrinos y sobrinas, que tomen como un ejemplo de superación.

AGRACEDIMIENTOS

A la carrera de Topografía y Geodesia de la UMSA, por haberme dado la oportunidad de conocer esta profesión tan noble.

Al plantel docente, que contribuyeron con sus conocimientos en mi formación profesional.

A mi tutor Lic. Justo Daniel Flores Vargas, por haber guiado y aportado con sus conocimientos en la elaboración del presente Proyecto de Grado.

Al Lic. Richard Jonel Salazar Espinoza, por sus consejos y enseñanzas a lo largo de mi carrera universitaria y por haber encaminado mi carrera profesional como Topógrafo Geodesta desde sus inicios.

INDICE

	Página
CAPITULO I	
GENERALIDADES	
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	1
1.3. Planteamiento del problema	3
1.3.1. Identificación del problema	3
1.3.2. Formulación del problema	4
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. Justificación	4
1.5.1. Social	4
1.5.2. Técnica	5
1.5.3. Económica	5
1.5.4. Académica	5
1.6. Alcances	6
1.6.1. Alcance del proyecto	6
1.6.2. Alcance geográfico	6
1.6.3. Alcance temporal	6
CAPITULO II	
MARCO TEORICO	
2.1. Geodesia	7
2.1.1. Sistema de Referencia Global	7
2.1.2. Marcos de Referencia	9
2.1.2.1. Marco de Referencia Global	9
2.1.2.2. Marco de Referencia Geocéntrico Nacional (Red Margen Bolivia)	13
2.1.3. Posicionamiento GNSS	14
2.1.3.1. Principio de Funcionamiento	14
2.1.3.2. Componentes del Sistema GNSS	15
2.1.3.3. Métodos y Técnicas de Posicionamiento con GNSS	16
- Método Diferencial	
- Técnicas de Medición	
- Método Relativo	
- Técnicas de Medición	
- Estático	
- Estático – Rápido	
- Cinemático Post Proceso (PPK)	
- Cinemático Tiempo Real (RTK)	
2.2. Topografía	20
2.2.1. Actividades y Divisiones para su estudio	21
2.2.2. Tipos de Levantamiento de manera general	21
2.2.3. Aplicaciones a diversas profesiones	22
2.3.4. Medición de Ángulos y Distancias	23
2.2.4.1. Medición de distancias con distanciómetros	23
2.2.4.2. Medición de Ángulos	26

	Página
- Método de Repetición	
- Método de Reiteración	
2.2.5. Poligonales	27
2.2.5.1. Cálculo y Compensación de Poligonales	29
- Cálculo y Compensación del error de cierre angular	
- Ley de Propagación de los Acimuts	
- Calculo de las Proyecciones de los lados	
- Calculo del Error de Cierre Lineal	
- Compensación del Error Lineal	
- Calculo de las Coordenadas de los Vértices	
2.3. Cartografía	37
2.3.1. Proyecciones Cartográficas	37
2.3.1.1. Tipos de Proyección según su Deformación	38
- Proyecciones de Área Equivalentes (igual área)	
- Proyecciones Equidistantes (Igual Distancia)	
- Proyección Conforme	
- Proyección de Dirección Verdadera	
2.3.1.2. Tipos de Proyecciones Cartográficas según la superficie al cual se proyecta	41
- Proyecciones Planas o Azimutales	
- Proyecciones sobre superficies de cuerpos desarrollables	
- Proyecciones Cilíndricas	
- Proyecciones Cónicas	
2.3.2. La proyección Universal Transversal de Mercator (UTM)	44
2.3.2.1. Características básicas de cualquier Zona (UTM)	45
2.3.3. Proyección Local Transversal de Mercator (LTM)	50
2.3.3.1. Proyección LTM y Planos Topográficos Locales (PTL)	51
2.3.3.2. Deducción de Formulas	53
2.3.3. Factor Combinado	63
2.3.4. Factor de Escala	63
2.3.5. Factor de Elevación	64
CAPITULO III	
MARCO METODOLOGICO	
3.1. Tipo de investigación	65
3.2. Técnicas de recolección de datos	65
3.3. Técnicas de procesamiento de datos	66
CAPITULO IV	
MARCO PRÁCTICO	
4.1. Trabajo de campo	68
4.1.1. Planeamiento	68
4.1.2. Control horizontal	71
4.1.2.1. Personal, Equipo, Transporte y Comunicación	71
4.1.2.2. Reconocimiento y monumentación	76

	Página
4.1.2.3. Densificación de puntos mediante observaciones GNSS	82
4.1.2.4. Observación de poligonales	88
4.1.3. Control vertical	92
4.1.3.1. Personal, Equipo, Transporte y Comunicación	92
4.1.3.2. Nivelación geométrica	94
4.2. Trabajo de Gabinete	98
4.2.1. Control horizontal	98
4.2.1.1. Proceso de Líneas Base y ajuste de la Densificación de puntos GNSS	98
4.2.2. Control vertical	104
4.2.2.1. Cálculo de Altitudes	104
4.3. Cálculo del Plano Topográfico Local	106
4.4. Cálculo y compensación de poligonales en el Plano Topográfico Local	111
4.5. Resultados	116
4.6. Análisis	119
CAPITULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1. Conclusiones	120
5.2. Recomendaciones	121
BIBLIOGRAFIA	122
ANEXOS	123

INDICE DE FIGURAS

	Página
Figura N° 1. Proyecto Desarrollo de Salmuera	3
Figura N° 2. Representación de una onda luminosa	24
Figura N° 3. Medición de distancias con distanciómetro electrónico	25
Figura N° 4. Poligonal cerrada	28
Figura N° 5. Poligonal abierta con control	28
Figura N° 6. Poligonal abierta sin control	28
Figura N° 7. Propagación de acimutes	32
Figura N° 8. Representación de las proyecciones de los lados de una Poligonal	32
Figura N° 9. Error de cierre lineal en Poligonales cerradas	33
Figura N° 10. Poligonal abierta con control	34
Figura N° 11. Proyecciones acimutales	41
Figura N° 12. Proyecciones cilíndricas	43
Figura N° 13. Proyecciones cónicas	43
Figura N° 14. Ubicación de Bolivia en las zonas UTM	45
Figura N° 15. Proyección de una zona UTM del elipsoide al plano	46
Figura N° 16. Detalle de parámetros para una zona UTM cualquiera	49
Figura N° 17. Plano PTL. Formula del factor de elevación	51
Figura N° 18. Zona de proyección	54
Figura N° 19. Distancia en proyección del elipsoide	55
Figura N° 20. Plano PTL	61
Figura N° 21. Vista de corrección por altura y proyección	63
Figura N° 22. Plano Pozos de Producción	69
Figura N° 23. Organigrama Brigada de Densificación de puntos GNSS	72
Figura N° 24. Organigrama Brigada de Observación de Poligonales	75
Figura N° 25. Diseño Densificación de vértices GNSS	79
Figura N° 26. Diseño Bulón	80
Figura N° 27. Esquema mojón de Ho.	81
Figura N° 28. Esquema método Estático-Relativo con Georeceptores	83
Figura N° 29. Esquema de medición poligonal abierta	89
Figura N° 30. Diagrama medición por series	91
Figura N° 31. Organigrama Brigada de Nivelación	93
Figura N° 32. Circuito de Nivelación	95
Figura N° 33. Circuito de Nivelación A	96
Figura N° 34. Leica Geo Office 8.4	98
Figura N° 35. Organización de información	99
Figura N° 36. Tiempos de observación de sesiones	100
Figura N° 37. Proceso de Líneas Base	101
Figura N° 38. Sprinter Data Loader	104
Figura N° 39. Planilla de datos de nivelación formato *.XLS	105
Figura N° 40. Planilla de compensación de Poligonales de enlace	113

INDICE DE TABLAS

	Página
Tabla N° 1. Coordenadas Area de trabajo	2
Tabla N° 2. Densificación ITRF/SIRGAS	12
Tabla N° 3. Diferencia levantamientos geodésicos y topográficos	22
Tabla N° 4. Clasificación de errores angulares	30
Tabla N° 5. Tolerancia lineal	35
Tabla N° 6. Zona UTM para Bolivia	47
Tabla N° 7. Descripción Estación TPZA	70
Tabla N° 8. Descripción Estación PC-01	70
Tabla N° 9. Descripción Estación SN-CR	71
Tabla N° 10. Descripción control vertical X-36	71
Tabla N° 11. Características Receptor GNSS Leica Viva GS 15	72
Tabla N° 12. Características Receptor GNSS Leica Viva GS 08 Plus	74
Tabla N° 13. Características Estación Total Sokkia DX 105 ac	75
Tabla N° 14. Observación de datos GNSS	82
Tabla N° 15. Sesión de equipos Georeceptores Día 1	83
Tabla N° 16. Sesión de equipos Georeceptores Día 2	86
Tabla N° 17. Sesión de equipos Georeceptores Día 3	86
Tabla N° 18. Sesión de equipos Georeceptores Día 4	87
Tabla N° 19. Clasificación de errores angulares y lineales	89
Tabla N° 20. Detalle de poligonales	89
Tabla N° 21. Características Nivel de Ingeniero Digital Leica Sprinter 250 m	93
Tabla N° 22. Clasificación de precisiones de nivelación	94
Tabla N° 23. Distribución Brigada de Nivelación 1	95
Tabla N° 24. Distribución brigada de Nivelación 2	96
Tabla N° 25. Coordenadas Geodésicas ajustadas	102
Tabla N° 26. Coordenadas UTM WGS – 84	103
Tabla N° 27. Resumen de altitudes (cotas niveladas)	105
Tabla N° 28. Coordenadas PTL	109
Tabla N° 29. Coordenadas PTL finales para el proyecto	110
Tabla N° 30. Resumen de coordenadas Poligonal 1	114
Tabla N° 31. Resumen de coordenadas Poligonal 2	114
Tabla N° 32. Resumen de coordenadas Poligonal 3	115
Tabla N° 33. Resumen de coordenadas Poligonal 4	115
Tabla N° 34. Resumen de coordenadas Poligonal 5	115
Tabla N° 35. Resumen de coordenadas Poligonal 6	116
Tabla N° 36. Resumen de coordenadas Poligonal 7	116
Tabla N° 37. Tabla comparativa de distancias	117
Tabla N° 38 Tabla comparativa de distancias	117

INDICE DE FOTOGRAFÍAS

	Página
Fotografía N° 1. Equipo Georeceptor Leica Viva GS 15	73
Fotografía N° 2. Equipo Georeceptor Leica Viva GS 08 Plus	74
Fotografía N° 3. Equipo ET. Sokkia DX 105 AC	76
Fotografía N° 4. Reunión de reconocimiento	77
Fotografía N° 5. Reconocimiento red de electricidad	77
Fotografía N° 6. Bulón de bronce P-001 CM	81
Fotografía N° 7. Vértice P-005 CM	82
Fotografía N° 8. Geo receptores punto Base SN-CR	84
Fotografía N° 9. Geo receptores puntos Rover (PC 12 y PC 12A)	84
Fotografía N° 10. Sesión Geo receptores Rover Día 2	87
Fotografía N° 11. Estacionamiento del equipo ET (PC 12)	90
Fotografía N° 12. Instalación prismas	90
Fotografía N° 13. Medición en campo de la Poligonal (Piscinas Industriales)	92
Fotografía N° 14. Equipo de Nivelación Leica Sprinter 250M	94
Fotografía N° 15. Nivelación Geométrica Circuito B	97
Fotografía N° 16. Nivelación Geométrica Circuito C	97

ANEXOS

Anexo A

Monografías Puntos Base

Anexo B

Proceso y ajuste de datos GNSS

Anexo C

Monografías de 30 Puntos Densificados

Anexo D

Planillas de Nivelación

Anexo E

Promedio Planilla de Series

Anexo F

Ajuste y Compensación Planillas de Poligonal

Anexo G

Planos

CAPITULO I

GENERALIDADES

1. INTRODUCCION

La Topografía es una ciencia básica para el desarrollo de proyectos de infraestructura, y en ella se encuentra una gran responsabilidad en su ejecución, es por esto que con el trascurrir del tiempo se ha hecho necesario la utilización de nuevas tecnologías, que agilicen los procesos y mejoren la calidad de los resultados, otorgando mayor fiabilidad en los datos.

Las nuevas metodologías han arrojado nuevas técnicas en la obtención de datos como la tecnología GNSS y los diferentes procesos de la ciencia de información geográfica, que, al ser combinados con Topografía clásica realizada por equipos óptico mecánicos, difieren en las magnitudes, ya que las distancias de terreno no son directamente compatibles con las magnitudes proyectadas a un plano de referencia.

Los Planos Topográficos Locales (PTL), son una posible solución al problema de combinar y manejar información obtenida con herramientas modernas y topografía clásica.

En el presente proyecto, se aclaran todas estas incertidumbres, se plantea la implementación de un Plano Topográfico Local (PTL), y su aplicación en el campo de la topografía, utilizando un sistema de coordenadas locales, tomando en cuenta parámetros geodésicos y de proyección cartográfica, se comprueban las diferencias entre la distancia topográfica (obtenida por la estación total), y la distancia obtenida por cálculo sobre el plano de proyección local utilizando coordenadas (PTL), además de su variación con respecto a la distancia sobre el sistema de proyección UTM.

2. ANTECEDENTES

En el Proyecto de Industrialización de los Recursos Evaporíticos del Salar de Uyuni, el área de Topografía y Geodesia va desarrollando trabajos conjuntamente con el área de Obras Civiles, en diferentes proyectos de implementación, en las áreas de intervención Campamento Llipi, Campamento Salar, Piscinas Piloto y Piscinas Industriales, ejecutando replanteo de bases de piscinas, replanteo de encuadres en piscinas industriales, nivelación de coronas en piscinas y nivelación de pisos base en piscinas, trabajos de supervisión y diseño, en la construcción de accesos viales, redes de bombeo de salmuera, líneas de aducción de agua dulce, líneas de transmisión de electricidad de alta tensión, construcción de la Plantas

Industriales de KCL y CARBONATO DE LITIO, a su vez se va apoyando a las áreas Eléctrica, Geología, Medio Ambiente con Estudios Topográficos en general, además de realizar controles altimétricos mensuales de crecimiento de cristales en coordinación con las áreas de Procesos y Carbonato de Litio.

El Proyecto se localiza al interior del Salar de Uyuni distante a 21 Km del cantón Río Grande de la Provincia Nor Lipez y distante a 59 Km. de la ciudad de Uyuni, el sector de las piscinas está en la jurisdicción de la Provincia Nor Lipez del departamento de Potosí.

El área de intervención del Proyecto Desarrollo de la Salmuera está ubicada y conformada de la siguiente manera:

Ubicación del Proyecto Desarrollo de la Salmuera

Departamento : POTOSI
Provincia : NOR LIPEZ
Lugar : SALAR DE UYUNI
Delimitación Área de trabajo : El proyecto tiene un área de intervención de aproximadamente 24,050.00 ha.

Sistema de Referencia WGS – 84		
Proyección UTM		
Zona 19		
N°	Este (m)	Norte (m)
1	680,255.00	7,733,987.00
2	660,245.00	7,733,987.00
3	660,245.00	7,701,096,00
4	680,255.00	7,701,096.00

Tabla N° 1 Coordenadas Área de Trabajo
Fuente: Propia

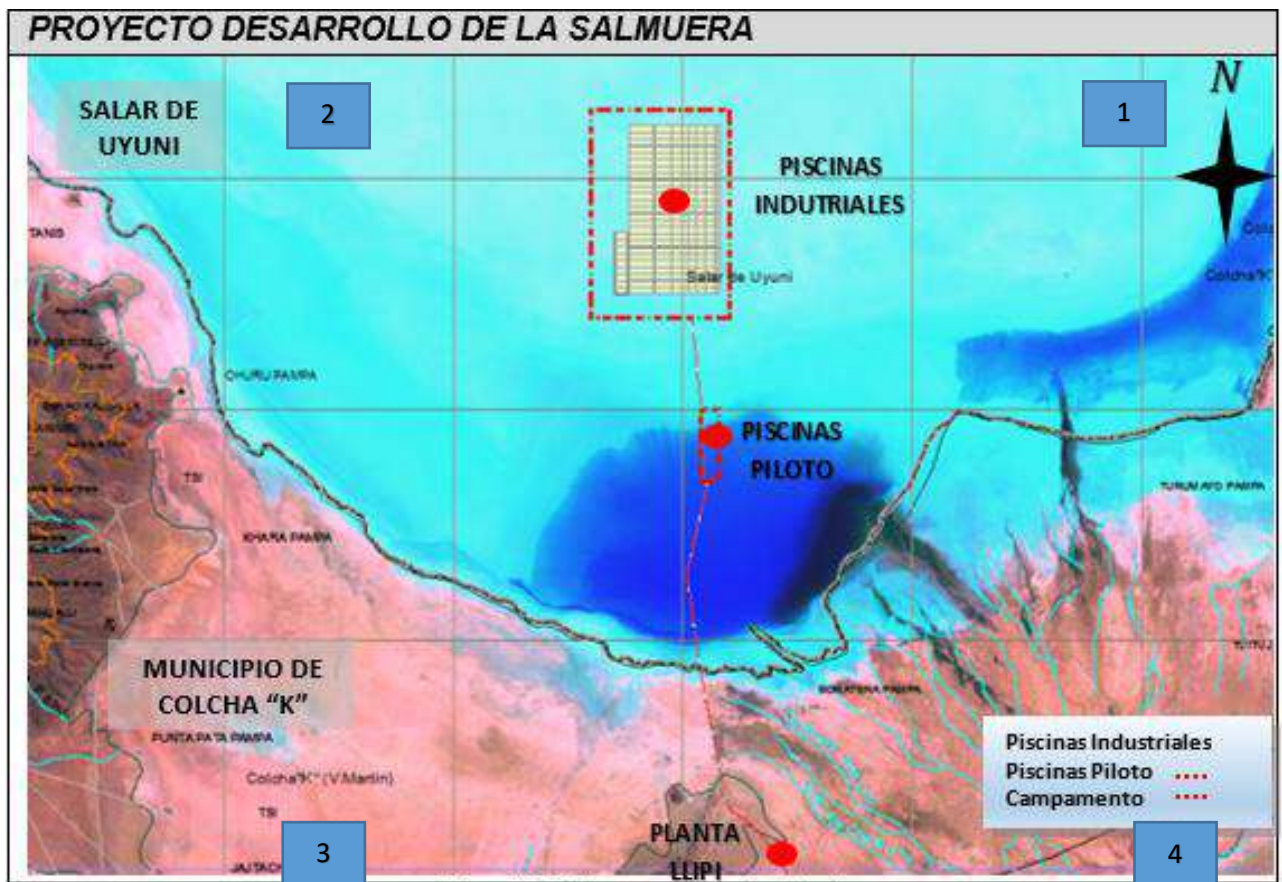


Figura N° 1 Proyecto Desarrollo de Salmuera
Fuente: Propia

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.1. Identificación del Problema

Las discrepancias de las distancias del terreno respecto de las proyectadas, resultan inaceptables, problema que se soluciona al emplear una proyección PTL. En el presente trabajo se desarrollan las consideraciones geodésicas y cartográficas que fundamentaron la adopción de un Plano Topográfico Local.

En éste se especifica como sistema geodésico el WGS-84 y como sistema cartográfico, un Plano Topográfico Local, con parámetros específicos con el objeto de minimizar las deformaciones, principalmente entre distancias de terreno y sus proyectadas a fin que las construcciones de las obras de ingeniería puedan ser replanteadas en terreno de forma expedita.

En los diferentes trabajos topográficos georeferenciados, el problema surge al momento de realizar la representación de distancias topográficas, sobre un plano de proyección en el cual se conserve su verdadera magnitud sin deformaciones.

En conclusión, la problemática es la representación de una distancia topográfica en un plano de proyección de tal forma que facilite los diferentes cálculos que se realicen sobre la superficie topográfica. Utilizando un plano de proyección que conserve la distancia topográfica, donde la correspondencia sea la superficie topográfica al plano topográfico local.

3.2. Formulación del Problema

¿La implementación de un Plano Topográfico Local es la solución para el diseño y ejecución de las obras civiles donde la distancia sobre la superficie topográfica sea correspondiente al plano topográfico?

4. OBJETIVOS

4.1. Objetivo general

- Implementar un Plano Topográfico Local (PTL) para el desarrollo y ejecución de las Obras Civiles en el Proyecto de Industrialización de los Recursos Evaporíticos del Salar de Uyuni.

4.2. Objetivos específicos

- Densificar puntos mediante observaciones GNSS enlazado a la RED MARGEN del Instituto Geográfico Militar (IGM).
- Calcular el Plano Topográfico Local para el proyecto y obtener mediante transformación las coordenadas PTL desde el sistema de coordenadas geodésico.
- Establecer poligonales abiertas de enlace con control de cierre azimutales y lineales.
- Realizar la verificación de los resultados obtenidos en campo y gabinete para demostrar que el Plano Topográfico Local del proyecto se encuentre dentro de una tolerancia planimétrica requerida en los proyectos de ingeniería.

5. JUSTIFICACION

5.1. Social

La implementación de un Plano Topográfico Local en el proyecto de industrialización de los Recursos Evaporíticos del Salar de Uyuni, además de tener puntos enlazados mediante

observaciones GNSS a la RED MARGEN de Instituto Geográfico Militar (IGM Bolivia), ayudara a todas las poblaciones aledañas, para que puedan realizar diferentes proyectos a diseño final, como obras civiles, ordenamiento territorial y otros, ya que los municipios de la región, actualmente se encuentran en crecimiento por el proyecto que se viene desarrollando.

5.2. Técnica

La ventaja de implementar un Plano Topográfico Local para el desarrollo y ejecución de las obras civiles, reside en que soluciona rigurosamente el problema de la tolerancia planimétrica requerida para los proyectos de ingeniería que estén ligados a los vértices de la red geodésica GNSS, referidas al sistema SIRGAS, que coincida con la distancia obtenida por cálculo de coordenadas PTL y las de terreno.

La representación georeferenciada de la superficie topográfica, se la realiza proyectando la superficie topográfica a un Plano Topográfico Local (PTL), de tal forma que la diferencia entre la distancia topográfica medida con la estación total y la distancia sobre el plano topográfico local PTL sea mínima, de esa manera la distancia sobre el plano topográfico local PTL mostrará la realidad métrica del terreno.

Debido a la gran precisión que ofrece es aplicable a proyectos de ingeniería, facilita de gran manera a los requerimientos de los diferentes trabajos en el campo de la topografía como ser: proyectos de ingeniería vial, levantamientos topográficos, catastro y obras de Ingeniería Civil, que están ligados a la RED MARGEN del Instituto Geográfico Militar (IGM Bolivia), es decir que estén georeferenciadas.

5.3. Económica

La implementación de un Plano Topográfico Local (PTL), y de la densificación de puntos GNSS enlazada a la RED MARGEN de Instituto Geográfico Militar (IGM Bolivia), tendrá una connotación económica en la ejecución de diferentes obras, principalmente civiles, ya que se tendrán dimensiones reales en los planos y así poder realizar pagos de planillas sin diferencias de lo ejecutado en obra.

5.4. Académica

El proyecto de grado por su contenido y visión, no solo beneficia al Proyecto de Industrialización de los Recursos Evaporíticos del Salar de Uyuni, adquiere además una importancia académica en la formación profesional del postulante, porque a través del presente proyecto, pondrá en práctica propuestas y soluciones académicas bajo el concepto

de adquirir un perfil profesional, que coadyuve con la sociedad y lograr la titulación como Licenciado en Topografía y Geodesia.

6. ALCANCES

6.1. Alcance del Proyecto

Demostrar que mediante la implementación de puntos densificados mediante observaciones GNSS y posterior cálculo de un Plano Topográfico Local (PTL), la representación de la superficie topográfica sea correspondiente al Plano Topográfico Local, para así realizar diferentes trabajos topográficos de manera que las obras de ingeniería civil y otras, sean replanteadas y representadas en terreno dentro de la tolerancia establecida.

6.2. Alcance Geográfico

El área de acción del presente proyecto está comprendida en un área aproximada de 24,050.00 ha, en el Salar de Uyuni del departamento de Potosí Bolivia.

6.3. Alcance Temporal

El presente proyecto de Implementación de un Plano Topográfico Local (PTL), se desarrolló en el transcurso de los años 2016 y 2017.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. GEODESIA

La Geodesia es la ciencia que estudia y define la dimensión y forma de la Tierra. Tal forma recibe el nombre de Geoide y se genera por una superficie equipotencial del campo de gravedad, la que de manera práctica se relaciona con el nivel medio del mar en reposo. El problema de la Geodesia es la determinación de la figura de la Tierra y de su campo gravitatorio externo en función del tiempo, así como también la determinación del elipsoide medio terrestre a partir de parámetros observados sobre la superficie o desde el exterior.

(Fuente: Caviedes, 2000)

2.1.1. Sistema de Referencia Global

Se define como un sistema geocéntrico aquél que especifica una terna de ejes ortogonales cartesianos X, Y, Z centrado en el centro de masas de la Tierra. Estos sistemas terrestres (fijados a la Tierra), tienen el eje X solidario al meridiano origen de las longitudes y el eje Z próximo al eje de rotación, por lo tanto, este sistema "gira" juntamente con la Tierra. Estos sistemas resultan imprescindibles para ubicar puntos ligados al planeta Tierra.

A diferencia de los sistemas geodésicos locales, los sistemas geocéntricos son tridimensionales y de alcance global. El concepto de punto Datum desaparece, y es reemplazado por el origen y orientación de la terna de referencia.

En el sistema de referencia global, el centro de masas de la Tierra coincide con el centro de gravedad del elipsoide de referencia, por tanto, el origen de coordenadas es el centro de la Tierra, definiendo un sistema tridimensional cartesiano de coordenadas conocido como coordenadas espaciales. El más reciente y ampliamente utilizado es el WGS84 (Sistema Geodésico del Mundo de 1984).

WGS 84

El acrónimo WGS 84 deviene de World Geodetic System 1984 (Sistema Geodésico Mundial 1984). Se trata de un sistema de referencia creado por la Agencia de Mapeo del Departamento de Defensa de los Estados Unidos de América (Defense Mapping Agency - DMA), para sustentar la cartografía producida en dicha institución y las operaciones del Departamento de

Defensa (DoD).

Este sistema geodésico estuvo estrechamente ligado al desarrollo del Sistema de Posicionamiento Global (GPS), sirviendo durante mucho tiempo para expresar las posiciones tanto de los puntos terrestres como de los satélites integrantes del segmento espacial (a través de las efemérides transmitidas).

Desde el punto de vista militar, WGS 84 es el sistema oficial aprobado por la Junta de Comandantes en Jefe de los Estados Unidos de América para las operaciones militares en todo el mundo. Casi todo el equipamiento militar actual incluyendo sistemas de navegación y armamentos emplean de algún modo este sistema de referencia mundial.

El WGS 84 no es sólo un sistema geocéntrico fijado a la Tierra, Earth Centered, Earth-Fixed (ECEF), de ejes X, Y, Z sino además un sistema de referencia para la forma de la Tierra (elipsoide), y un modelo gravitacional.

El WGS 84 se ha popularizado por el uso intensivo de GPS y se han determinado parámetros de transformación para convertir coordenadas a todos los sistemas geodésicos locales y otros sistemas geocéntricos. La DMA llegó a la definición de este sistema después de haber ensayado otros tres anteriores: WGS 60, WGS 66 y WGS 72, este último a partir del sistema satelitario Transit (Transit Doppler Reference Frame - NSWC 9Z - 2), y muy parecido al actual WGS 84, al punto que para pasar de uno al otro sólo es necesario un corrimiento del origen de coordenadas de 4.5 metros, una rotación alrededor del eje Z de 0.814 segundos de arco y una diferencia de factor de escala de -0.6 ppm.

El WGS 84 es un Sistema Convencional Terrestre (CTS), tal que:

- El origen de coordenadas X Y Z es el centro de masas de la Tierra,
- El eje Z pasa por el polo convencional terrestre (CTP), definido por el Bureau Internacional de la Hora (BIH), para la época 1984.
- El eje X es la intersección entre el meridiano origen de longitudes definido por el BIH para la época 1984 y el plano del ecuador CTP.
- El eje Y completa con los ejes anteriores una terna derecha de ejes fijos a la Tierra, está en el Ecuador, a 90° al este del eje X.
- El origen de la terna así definida sirve además de centro geométrico del elipsoide WGS-84, y el eje Z es su eje de revolución.

- El semieje mayor (a), del elipsoide 1984 mide 6378137 metros.
- El achatamiento (a-b)/a, siendo b el semieje menor, es 1/298.257223563

Otros parámetros, además de los anteriores, son: constante de gravitación terrestre $GM = 3986005 \times 10^8 \text{m}^3\text{s}^{-2}$ velocidad angular de la Tierra $w = 7292115 \times 10^{-11} \text{rad/seg}$ coeficiente gravitacional de segundo grado normalizado $C20 = -484.16685 \times 10^{-6}$ velocidad de la luz en el vacío $c = 299792458 \text{ m s}^{-1}$.

2.1.2. Marcos de Referencia

Los marcos de referencia están constituidos por puntos materializados en el terreno y ubicados con gran precisión según alguno de los sistemas de referencia. En los sistemas geodésicos locales, el marco de referencia estaba dado por los puntos trigonométricos de distintos órdenes que a través de cadenas y mallas cubren los territorios. En los sistemas geocéntricos, se llevan adelante redes de puntos medidos usualmente con GPS y vinculados en lo posible a puntos de las redes anteriores, siguiendo una serie de precauciones para minimizar los errores sistemáticos y aleatorios que pueden afectar al conjunto.

2.1.2.1. Marco de Referencia Global

ITRF

La precisión alcanzada en la determinación de coordenadas terrestres obliga a un cambio conceptual: no es posible materializar un sistema terrestre en base a coordenadas fijas, porque a nivel de la precisión centimétrica, ninguna estación ubicada sobre la superficie terrestre puede considerarse fija, todas están animadas de movimientos principalmente debidos a movimientos de las placas tectónicas en las que están asentadas.

En consecuencia, el ITRF está constituido por un conjunto de coordenadas y velocidades de las estaciones que lo materializan. Su continua evolución permite agregar nuevas estaciones cada año y mejorar la precisión general del conjunto. Por esa razón, cada nueva realización lleva indicado el año de su determinación, como también, la época fundamental a la cual se refieren las coordenadas listadas (p. ej. ITRF 93, ó ITRF 94, época 1993.0).

Esto quiere decir que ITRF 93 difiere de ITRF 94 porque se ha agregado más información para calcular este último, lo que se traduce en pequeñas variaciones de posiciones y velocidades. En su conjunto, estas diferencias permiten encontrar parámetros de transformación entre las

distintas materializaciones del sistema terrestre internacional.

Cabe mencionar que, en la actualidad, estas transformaciones están en niveles milimétricos y por el momento no tienen importancia práctica para aplicaciones geodésicas convencionales. Mucho más importante puede ser el efecto de las velocidades, no obstante, es importante no perder la dimensión del problema: este efecto debe ser considerado cuando se trabaja en redes regionales que involucran distintas placas tectónicas y, de manera especial, cuando se utilizan distintas estaciones con coordenadas ITRF definidas en una época original.

SIRGAS

SIRGAS es el acrónimo que identifica al Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas, fue establecido en octubre de 1993 durante la Conferencia Internacional para la definición del Datum Geocéntrico Sudamericano, estableció un marco de referencia único para el continente sudamericano, en conexión con el Marco de Referencia Terrestre Internacional (ITRF). El proyecto fue generado en Asunción, Paraguay, bajo los auspicios de la Asociación Internacional de Geodesia (IAG), el Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH), y la Agencia Nacional de Mapas e Imágenes de los Estados Unidos de América (NIMA). **(Fuente: [http:// www.sirgas.org](http://www.sirgas.org).)**

La primera campaña de medición se realizó entre el 26 de mayo y el 4 de junio de 1995, a lo largo de 10 días consecutivos durante 23 horas diarias en 58 estaciones distribuidas en toda la América del Sur, mediante observaciones GPS en 58 estaciones distribuidas en 11 países. El procesamiento de los datos se llevó a cabo en el Instituto Alemán de Investigaciones Geodésicas (DGFI), con el software Bernese y en la NIMA con el software GIPSY. La solución final fue presentada en septiembre de 1997, durante la Asamblea de la IAG en Río de Janeiro, y consistió en una combinación de las soluciones de los dos centros de procesamiento mencionados. En esa misma oportunidad se decidió ampliar el proyecto para incluir el problema del Datum vertical sudamericano, trabajando en cooperación con la Subcomisión del Geoide para Sudamérica de la IAG.

Los cálculos fueron realizados independientemente por el Instituto de Investigaciones Geodésicas de Alemania y la Agencia Nacional de Imágenes y Cartografía de los Estados Unidos de América.

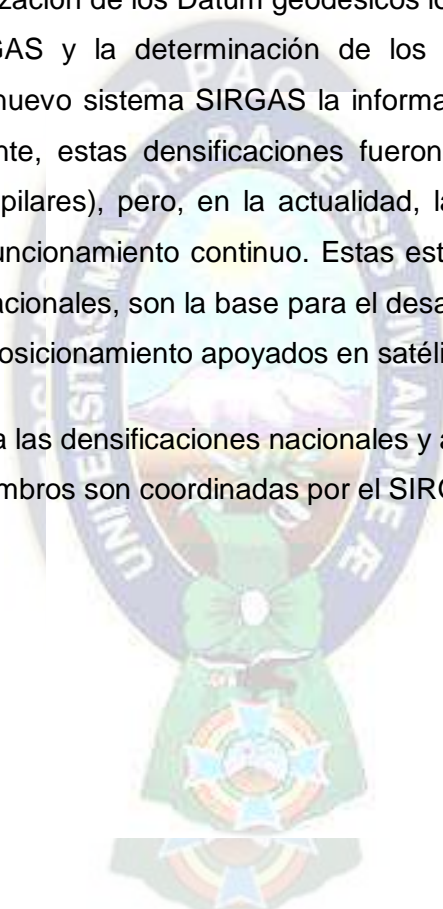
Los errores en las coordenadas geocéntricas de los puntos SIRGAS son del orden de 1 cm.

El sistema de referencia elegido para la solución definitiva fue el ITRF 94 y la época de las coordenadas, se hizo coincidir con la época media de observación, es decir, 1995. La red está compuesta por 57 puntos.

La solución final fue referida al marco ITRF94 (el último disponible en el momento del cálculo), pero la época de las coordenadas se conservó concordante con la de observación, 1995.

Inmediatamente después de la campaña SIRGAS 95, los países de América del Sur se concentraron en la modernización de los Datum geodésicos locales mediante la densificación nacional de la Red SIRGAS y la determinación de los parámetros de transformación necesarios para migrar al nuevo sistema SIRGAS la información geográfica asociada a los Datum antiguos. Inicialmente, estas densificaciones fueron realizadas a través de redes pasivas (conformadas por pilares), pero, en la actualidad, la mayoría de los países están instalando estaciones de funcionamiento continuo. Estas estaciones, además de conformar los marcos de referencia nacionales, son la base para el desarrollo de aplicaciones rutinarias basadas en navegación y posicionamiento apoyados en satélites.

Las actividades referentes a las densificaciones nacionales y a la adopción oficial de SIRGAS por parte de los países miembros son coordinadas por el SIRGAS-GTII:



PAÍS	DENSIFICACIÓN ITRF/SIRGAS		MARCOS DE REFERENCIA OFICIAL
	NOMBRE	ESTACIONES PASIVAS/ CONTINUAS	
Argentina	POSGAR98: Posiciones Geodésicas Argentinas, 1998 (SIRGAS95, época 1995.4) Red CON*: RAMSAC: Red Argentina de Monitoreo Satelital Continuo	139 / 21	POSGAR94 (WGS84, época 1993.8)
Bolivia	MARGEN: Marco Geodésico Nacional Red CON*: Red de estaciones GPS continuas (no incluidas en SIRGAS-CON)	125 / 8	SIRGAS95, época 1995.4
Brasil	SIRGAS2000 Red CON*: RBMC (Red Brasileira de Monitoramento Continuo)	1903 / 61	SIRGAS2000, época 2000.4
Chile	SIRGAS-CHILE Red CON*: Red de estaciones activas fijas (8 incluidas en SIRGAS-CON)	269 / 13	SIRGAS2000, época 2002.0
Colombia	MAGNA-SIRGAS: Marco Geocéntrico Nacional de Referencia Red CON*: MAGNA-ECO (MAGNA Estaciones Continuas)	70 / 35	SIRGAS95, época 1995.4
Costa Rica	CR05: Sistema de Referencia Costa Rica 2005	34 / 1	ITRF2000, época 2005.8
Ecuador	Red GPS Básica	135 / 4	SIRGAS95, época 1995.4
Guyana Francesa	RGFG: Réseau Géodésique Français de Guyane	7 / 1	ITRF93, época 1995.0
México	RGNA: Red Geodésica Nacional Activa (Red CON*)	0 / 17	ITRF92, época 1988.0
Panamá	Sistema Geodésico Nacional MACARIO SOLIS	20 / 3	ITRF2000, época 2000.0
Perú	PERU96: Sistema Geodésico Nacional	47 / 1	SIRGAS95, época 1995.4
Uruguay	SIRGAS-ROU98 Red CON*: Red de estaciones permanentes de referencia (2 incluidas en SIRGAS-CON)	17 / 3	SIRGAS95, época 1995.4
Venezuela	SIRGAS-REGVEN: Red Geocéntrica Venezolana Red CON*: REMOS (Red de estaciones de monitoreo satelital GPS)	158 / 4	SIRGAS95, época 1995.4

Tabla N° 2 Densificación ITRF/SIRGAS

Fuente: <http://www.sirgas.org>

Del 10 al 19 de mayo del año 2000 se realizó la “Segunda Campaña SIRGAS” remidiéndose los puntos de la Primera Campaña a fin de obtener la información necesaria para la determinación de velocidades e incorporándose estaciones hasta un total de 184 abarcando todo el continente americano. Muchas de las nuevas estaciones fueron establecidas sobre marcas de mareógrafos con la finalidad de coleccionar los datos necesarios para satisfacer el objetivo del Proyecto consistente en la definición del Datum vertical. Los resultados finales de esta campaña fueron presentados en febrero de 2003 conociéndose a esta realización como SIRGAS 2000, desde 2001, el Proyecto, manteniendo su acrónimo, pasó a denominarse “Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas”. En el año 2001 la VII Conferencia Cartográfica Regional de las Naciones Unidas para las Américas recomendó a los países de la región la adopción de SIRGAS 2000 como marco de referencia geodésico nacional. SIRGAS

2000 utiliza como marco ITRF 2000, Época de referencia 2000.

En noviembre del año 2003 fue publicado el campo de velocidades de América del Sur, utilizándose para su determinación los resultados de las campañas SIRGAS 95, SIRGAS 2000, velocidades determinadas por IGS, (International GNSS Service), "Global Navigation Satellite System", velocidades determinadas por el Centro Regional de Cálculo Asociado al IGS para SIRGAS (RNAAC-SIR), "Regional Network Associate Analysis Center for SIRGAS" y resultados de varios proyectos de geodinámica en el continente.

- ❖ El proyecto SIRGAS engloba todas las actividades necesarias para establecer una estructura geodésica moderna en el continente compatible con las mejores técnicas de medición disponibles en la actualidad.
- ❖ La adopción de un marco de referencia geocéntrico (ITRF), garantiza la permanente actualización de SIRGAS acorde a las más exigentes técnicas de georeferenciación.
- ❖ Siendo WGS84 coincidente con ITRF, los resultados de las mediciones GPS, se encuentran automáticamente referidas a SIRGAS 2000.4.

2.1.2.2. Marco de Referencia Geocéntrico Nacional (RED MARGEN BOLIVIA)

En base a los puntos SIRGAS establecidos sobre territorio boliviano el año 1995, el Instituto Geográfico Militar de Bolivia (IGM), ha creado la Red Marco de Referencia Geodésico Nacional (MARGEN), conformado por: Red GPS pasiva, la red GPS continua y Red GPS semi continua.

La Red de Estaciones GPS Pasiva, ha sido densificada en base a SIRGAS, procurando en la mayoría de los casos disponer de datos en aquellos puntos que cuentan con coordenadas en el Sistema Provisional para Sud América del año 1956.

El IGM juntamente con el Central Andes Project (CAP), ha instalado la red de Estaciones GPS de colección continua de datos, conocido también con el nombre de estaciones activas, los mismos que han sido referenciados a la Red MARGEN. Se caracteriza por tener receptores de doble frecuencia que colecta datos las 24 horas del día durante todos los días del año, es empleado como Estación de Referencia para aplicaciones Geodésicas, Topográficas, GIS de alta precisión y Control (Catastro y Saneamiento).

Las estaciones GPS semi continuas, referidos a la Red MARGEN. Se caracteriza por coleccionar datos durante al menos 15 días continuos, funcionando de acuerdo a la necesidad que se tiene

de bases para la densificación de redes locales en modo diferencial.

2.1.3. Posicionamiento GNSS

El término de GNSS (Global Navigation Satellite System), es el nombre genérico que engloba a los Sistemas de Navegación por Satélite que proporcionan un posicionamiento geoespacial con cobertura global, tanto de forma autónoma, como con sistemas de aumentación. El primer sistema operativo fue el americano, conocido como GPS, término que define el posicionamiento global, por ello a pesar de desarrollarse otros sistemas en la cultura social es un término tan extendido que se confunde con el término GNSS, cuyo significado viene más asociado a un sistema de navegación.

El sistema GNSS engloba a sistemas de navegación GPS, GLONASS, y a otros que mejoran su precisión llamados sistemas de aumentación.

En el año 2014 GPS y GLONASS son los únicos sistemas globales plenamente operativos, en breve se sumará de forma parcial el sistema chino, COMPASS o BEIDOU BD2, y otros sistemas como GALILEO posiblemente en 2016, y se están desarrollando sistemas regionales, además de los sistemas de aumentación operativos WAAS, EGNOS, SMSAS, y otros en desarrollo.

2.1.3.1. Principio de Funcionamiento

El posicionamiento GNSS se basa en la determinación simultánea de las distancias existentes en un momento dado entre el receptor y un determinado número de satélites de posición conocida respecto del Datum WGS 84.

Las distancias entre el receptor y el satélite se obtienen a partir del retardo temporal que transcurre desde el momento en que el satélite envía su señal hasta el momento en que el receptor la recibe. Ello se determina comparando, ya sea un código (C/A), emitido por el satélite con una réplica del mismo generada en el receptor en un mismo instante (pseudodistancia), o bien, mediante la observación de fase de onda portadora L1 o L1 y L2 combinadas, que se obtiene al comparar la fase de la señal satelital recibida con la fase generada en el mismo instante en el receptor.

Los receptores que sólo procesan datos de pseudo distancia pueden entregar precisiones métricas o submétricas, en tanto que aquellos que además son capaces de grabar mediciones

de fase de onda portadora se denominan geodésicos y logran precisiones centimétricas o mejores. Ello siempre y cuando (en ambos casos), se emplee los métodos, técnicas y modelos de solución adecuados.

Como una forma de minimizar los efectos de las numerosas fuentes de alteración a la que están expuestas las señales (atmosféricas, sincronismo temporal, obstrucciones), y lograr precisiones geodésicas, se emplean métodos diferenciales, que implican medir simultáneamente con dos o más receptores; uno fijo en un punto de coordenadas conocidas y otro(s), en el (o los), puntos por conocer. Al comparar las coordenadas obtenidas con las conocidas para el punto fijo es posible calcular correcciones a las observaciones, aplicables a todos los puntos que ocuparon simultáneamente la constelación visible de satélites y cuya proximidad con la estación base permita asumir que han sido afectados por errores comunes.

2.1.3.2. Componentes del Sistema GNSS

Teniendo en cuenta la estructura de los sistemas GNSS, distinguimos tres segmentos o sectores claramente diferenciados:

Segmento Espacial

Compuesto por los satélites que forman el sistema tanto de navegación como de comunicación, así como las diferencias señales que envían y reciben cada uno de los receptores, su función es transmitir continuamente el código de reconocimiento del ruido pseudo aleatorio de cada satélite, recibir las cargas de información desde el segmento de control y por último transmitir en forma continua el mensaje de navegación que contiene los almanaques, las efemérides de las órbitas, información ionosférica y estado del satélite.

Segmento de Control

Formado por estaciones centrales de seguimiento que controlan los satélites, las funciones de este segmento son: rastrear las órbitas verdaderas de los satélites, calcular las órbitas extrapoladas, determinar la deriva y error de los relojes, determinar los parámetros del retardo ionosférico y por último mantener un alto grado de confiabilidad en el funcionamiento de los satélites.

Como función importante está el determinar la órbita de cada satélite y predecir su trayectoria para las siguientes 24 horas. Esta información es cargada a cada satélite y posteriormente transmitida desde allí.

Segmento Usuario

Conformado por todos los usuarios del sistema (receptores GNSS), independiente del objetivo para el cual lo utilicen, siendo sus funciones principales las siguientes: Sintonizar las señales emitidas por los satélites; decodificar el mensaje de navegación; medir el retardo de la señal (desde el transmisor hasta el receptor), a partir de los cuales calculan la posición; presentar la información de la posición en la que se encuentra el receptor.

Receptor GNSS

Como su nombre lo indica es el instrumento que recibe y decodifica la señal del satélite calculando las coordenadas del punto deseado.

Los receptores varían en precisión, tamaño, peso, capacidad de almacenamiento de datos y número de satélites que utilizan para calcular posición.

En la actualidad los receptores GNSS están diseñados con la tecnología de canales múltiples paralelos conteniendo entre 5 y 12 circuitos receptores sintonizados cada uno ellos a la señal de un satélite en particular.

Los componentes básicos de un receptor GNSS son:

- Antena con preamplificador para recibir la señal
- Sección de radio frecuencia o canal
- Microprocesador para la reducción, almacenamiento y procesamiento de datos
- Oscilador de precisión para la generación de los códigos pseudo-aleatorios utilizados en la medición del tiempo de viaje de la señal
- Fuente de energía eléctrica
- Interfaces del usuario constituidas por el panel de visualización y control o pantalla, teclado de comandos y manejo de datos
- Dispositivo de almacenamiento de datos o memoria de almacenamiento

(Fuente: GNSS, GPS: Fundamentos y aplicaciones en Geomántica)

2.1.3.3. Métodos y Técnicas de Posicionamiento con Equipos Georeceptores GNSS

Existen tres métodos posibles de emplear para el posicionamiento con equipos Georeceptores GNSS, el método Absoluto, Diferencial y el Relativo, cada uno con sus técnicas, precisiones e instrumental diferente asociado.

Método Absoluto

Se obtiene a partir de los códigos de las Pseudo Distancias C/A y código P, ya que estos viajan aproximadamente a la velocidad de la luz, es posible estimar la distancia entre el satélite y la antena del receptor GPS, a través de la simple ecuación de movimiento: Distancia = Velocidad x Tiempo. La precisión en posición que se puede llegar a obtener es del orden de los 10 a 15 m. debido a la imposibilidad de eliminar o modelar los efectos negativos de la ionosfera, troposfera, etc.

Técnicas de Medición

La Navegación

Posicionamiento a través de los denominados “Navegadores Satelitales”, es por esencia la técnica de medición más utilizada para el posicionamiento terrestre con sistema GPS. Cuando se requiere de precisiones en posición del orden de los 10 a 15 m (WGS84), es una herramienta eficaz y económica. Sin embargo, en Datum locales como PSAD56 o SAD69, el error del posicionamiento puede llegar a valores promedio de 30-50 m, algunas aplicaciones de esta técnica de medición son:

- Identificación de puntos sobre la cartografía
- Ubicación georeferenciada aproximada de puntos o sectores.

Método Diferencial

Conocido como DGPS, se basa en que las posiciones absolutas obtenidas en un receptor móvil, son corregidas por un receptor fijo o Base que se encuentra estacionado en un punto de referencia con coordenadas conocidas. Una de sus variantes más ampliamente utilizada es la de DGPS en Tiempo Real, conocida también como RTCM (por el protocolo de enlace radial). La precisión en posición puede llegar a ser submétrica.

Técnicas de Medición

La técnica más difundida consiste por lo general en un receptor GPS denominado Base, que se ubica en una estación con coordenadas conocidas y uno o más receptores GPS denominados Móviles o Rover. Como parte del equipamiento anexan radios de comunicación que ocupando el protocolo RTCM, permiten efectuar corrección diferencial y obtener coordenadas en los Móviles en “tiempo real” con precisión submétrica.

Corrección Diferencial por Tiempo Real con SBAS

Las técnicas de medición del método diferencial se han visto mejoradas dada la existencia de los denominados “Sistemas de Aumentación Basados en Satélites” (SBAS), los cuales nacieron como una forma de mejorar la precisión en tiempo real del sistema GPS, con fines de navegación aérea como marítima, debido a que su implementación obedece a esfuerzos de países como EE.UU., Japón y la comunidad Europea su cobertura es local y medianamente mundial. La precisión posicional puede alcanzar entre 1 a 5 m; Existen sin embargo empresas que ofrecen como “servicio pagado” estos sistemas en el caso de Sudamérica, que se puede acceder al empleo de esta técnica con precisiones submétricas y hasta decimétricas. Algunas aplicaciones de esta técnica son:

- Ubicación georeferenciada aproximada de puntos o sectores.
- Levantamientos prediales con deslindes naturales

Método Relativo

Corresponde al método con el cual se puede llegar a obtener las mejores precisiones a través de la aplicación de diversas técnicas de medición, se basa en el cálculo de las distancias entre la antena GPS y el satélite a través de la propia onda portadora mediante procesos interferométricos. Modelando las diferencias de la fase, se calcula el número entero de longitudes de onda, conocido como “ambigüedad del entero”, éstas que son calculadas para cada satélite, se multiplican por la longitud de la onda de cada portadora (L1 y L2), sumándose posteriormente las diferencias de fase, para obtener la distancia verdadera entre el satélite y la antena GPS para cada instante.

El cálculo final se obtiene combinando este método con el método diferencial, es decir estando uno de los receptores sobre un punto con coordenadas conocidas. Las precisiones que se pueden llegar a obtener van desde los milímetros a los centímetros y dependerán de: que los operadores pueden controlar óptimamente el proceso, del tipo de receptor usado y técnica de medición.

Técnicas de Medición

Entre las técnicas de Medición más utilizadas del Método Relativo para el posicionamiento terrestre con sistema satelital tenemos las siguientes:

Estático

Esta técnica requiere que dos o más receptores estén posicionados en puntos distintos por un período de tiempo, que permita recoger la cantidad de información necesaria para la resolución óptima de las variables que definen una posición. Es la técnica que permite llegar a las mayores precisiones, del orden de los milímetros o centímetros en el cálculo de un vector distancia. Esto se logra básicamente por el tiempo de ocupación que va desde los 30 minutos a horas e incluso días. También dependerá de la distancia entre vértices, del tipo de receptor a utilizar y por último de la cantidad y disposición de satélites disponibles en la constelación (DOP10). Algunas aplicaciones son:

- Generación de Redes Geodésicas
- Estudios Geodinámicos

Estático – Rápido

Es una derivación de la técnica Estática. Corresponde a un estacionamiento estático con período más corto de medición (5 a 30 minutos), se orienta principalmente a equipos de doble frecuencia que resuelven con información de menor tiempo la ambigüedad del entero. Algunas aplicaciones son:

- Densificación de Bases Geodésicas
- Punto de precisión como estaciones de poligonales

Cinemático Post Proceso (PPK)

Técnica orientada a la topografía con GNSS, este método permite la captura de datos en movimiento o deteniéndose unos segundos en cada punto, modo conocido como Stop And Go, para ser usado en la medición de puntos de precisión centimétrica, es necesario el uso de Bípode que asegure una correcta estabilidad, centrado y nivelación de la antena GPS sobre la estación en terreno. Los tiempos de estacionamiento de los Stop And Go pueden variar según el receptor, sea de simple o doble frecuencia, pero en general éstos fluctúan desde algunos segundos hasta unos 3 minutos. Algunas aplicaciones son:

- Levantamientos topográficos
- Puntos de deslinde de servidumbres, predio, canales, etc.
- Estaciones topográficas de precisión centimétrica (con el uso de bípode).
- Accidente topográfico que requiera mayor precisión
- Deslinde ríos, canales, divisorias de agua, huellas, caminos, etc.

Cinemático Tiempo Real (RTK)

Similar a la técnica Cinemática Post Proceso (PPK), en terreno, o sea adecuada para levantamientos topográficos además de replanteos, pero como parte del equipamiento de los receptores se agregan radios modem y antenas de transmisión que permiten la emisión de corrección diferencial (transmisión de información de fase de cada satélite observado) desde un equipo que hace de BASE en un punto de coordenadas conocidas, hacia el o los equipos denominados MOVIL que se posicionan en puntos desconocidos. La corrección se refleja en obtener en los equipos MOVIL coordenadas en terreno en forma instantánea (de ahí su nombre de tiempo real) y con precisiones de centímetro a submétricas, dependiendo del tipo de receptor (simple o doble frecuencia), y del firmware de las libretas o receptores, los cuales varían según la marca del fabricante de equipos GPS. Algunas aplicaciones en:

- Replanteos en general
- Deslinde de servidumbres, predio, ríos, canales, divisorias de agua, huellas, caminos.
- Estaciones topográficas de precisión centimétrica.
- Accidente topográfico que requiera mayor precisión.

2.2. TOPOGRAFÍA

Es una ciencia aplicada que se encarga de determinar las posiciones relativas o absolutas de los puntos sobre la Tierra, así como la representación en un plano de una porción (limitada), de la superficie terrestre; es decir, estudia los métodos y procedimientos para hacer mediciones sobre el terreno y su representación gráfica o analítica a una escala determinada. También ejecuta replanteos (trazos), sobre el terreno para la realización de diversas obras de ingeniería, a partir de las condiciones del proyecto establecidas sobre un plano. Asimismo, realiza trabajos de deslinde, división de tierras (agrodesia), catastro rural y urbano, así como levantamientos y trazos en trabajos subterráneos.

En la práctica de la topografía es necesario tener conocimientos de matemáticas, así como un adiestramiento sobre el manejo de instrumentos para hacer mediciones. Para comprender mejor esta ciencia y profundizar en ella, es necesario tener conocimientos de física, cosmografía, astronomía, geología y otras ciencias.

Además, la topografía está en estrecha relación con la geodesia y la cartografía. La primera se encarga de determinar la forma y dimensiones de la Tierra, y la segunda de la representación gráfica, sobre una carta, mapa o un plano, de una parte, de la Tierra o de toda

ella.

2.2.1. Actividades y Divisiones para su Estudio

Las actividades principales de la Topografía se realizan en el campo y el gabinete. En la primera se efectúan las mediciones y recopilaciones de datos suficientes, y en la segunda para dibujar en un plano una figura semejante al terreno que se desea representar. A estas operaciones se les denomina levantamientos topográficos. Sobre los planos se hacen proyectos (urbanizaciones, caminos, instalaciones deportivas, etc.), cuyos datos y especificaciones deben replantearse posteriormente sobre el terreno, a esta operación se le conoce como trazo.

Entre las actividades de gabinete se encuentran los métodos y procedimientos para el cálculo y el dibujo.

La Topografía se divide en dos grandes partes que son: Planimetría y Altimetría.

La Planimetría: estudia los instrumentos y métodos para proyectar sobre una superficie plana horizontal, la exacta posición de los puntos más importantes del terreno y construir de esa manera una figura similar al mismo. Entre los trabajos que realiza la planimetría tenemos: cálculo de superficie, división de terrenos en parcelas, replanteo de líneas viejas o destruidas, construcción de planos de terrenos, etc.

La Altimetría: tiene en cuenta la diferencia de nivel existente entre los diferentes puntos del terreno con respecto a una superficie de referencia, generalmente corresponde al nivel medio del mar. La medición de distancias verticales directa o indirecta se llama nivelación.

2.2.2. Tipos de Levantamiento de manera general

Topográficos: Estos producen mapas y planos de las características naturales y hechas por el hombre. No existe una diferencia clara entre mapa y plano, pero se acepta generalmente que, en los planos, los detalles se grafican y dibujan a escala exacta, mientras que en los mapas muchos de los rasgos son representados por símbolos convencionales o por contornos, los cuales dan menos detalles, pero más visión del área representada.

Geodésicos: Los levantamientos Geodésicos se distinguen por la Técnica y el uso que se les da. En los levantamientos Geodésicos de grandes áreas de la superficie terrestre se debe tomar en cuenta la curvatura de la misma. La red de mediciones entre puntos de este mismo

sistema, es necesarios para controlar todo el levantamiento y así determinar el lugar de grandes áreas, debiendo tomar estas medidas con la calidad más alta posible.

Así las técnicas de medición de alta precisión están asociadas con los levantamientos Geodésicos, y como ya se mencionó, sobre estas grandes áreas se debe considerar la curvatura de la superficie terrestre.

En la Ingeniería, estos abarcan todos los trabajos topográficos requeridos antes, durante y después de cualquier trabajo de Ingeniería. Antes de comenzar cualquier trabajo se requiere un mapa topográfico a gran escala o plano que sirva como base al diseño.

La posición propuesta de cualquier nuevo tipo de construcción debe marcarse en el terreno, en planta y elevación, operación conocida como replanteo y finalmente es por lo que se requiere hacer el levantamiento. Especialmente para el diseño y construcción de nuevas rutas, caminos, ferrocarriles, y en muchos aspectos de los levantamientos, siempre se requiere calcular áreas y volúmenes de movimiento de tierra, y los datos para trazar las curvas sobre el alineamiento de la ruta.

Diferencia entre Levantamientos geodésicos y topográficos:

Geodésicos	Topográficos
1. Considera la verdadera configuración de la superficie de la tierra.	1. Considera la superficie de la Tierra como plana.
2. Se realizan en grandes extensiones de la superficie de la tierra.	2. Se realiza en pequeñas extensiones de la superficie.
3. Se realizan con técnicas e instrumentos especiales.	3. Se realiza con instrumentos y técnicas sencillas.
4. Tienen mayor precisión.	4. Tienen menor precisión.
5. Se utilizan coordenadas absolutas, georeferenciadas.	5. Se pueden utilizar coordenadas relativas.

Tabla N° 3 Diferencia levantamientos geodésicos y topográficos
Fuente: Propia

2.2.3. Aplicaciones a diversas Profesiones

La topografía tiene aplicaciones en la ingeniería agrícola, tanto en levantamientos como trazos, deslindes, divisiones de tierra (agrodesia), determinaciones de áreas (agrimensura), nivelación de terrenos, construcción de bordos, canales y drenes.

En la ingeniería eléctrica: levantamientos previos y trazos de líneas de transmisión, construcción de plantas hidroeléctricas, instalación de equipo para plantas nucleoeeléctricas, etc.

En la Ingeniería Mecánica e Ingeniería Industrial: Para la instalación precisa de máquinas y equipos industriales, configuraciones de piezas metálicas de gran precisión, etc.

En la Ingeniería Minera: Para el levantamiento y trazo de túneles, galerías y lumbreras, cuantificaciones de volúmenes extraídos, etc.

En la Ingeniería Geológica: En la relación de las formaciones geológicas, determinación de configuraciones de cuencas hidrológicas, como apoyo fundamental de la fotogeología, etc.

En la Ingeniería Civil: En los trabajos topográficos antes, durante y después de la construcción de obras, como carreteras, ferrocarriles, edificios, puentes, canales, presas, fraccionamientos, servicios municipales, etcétera.

Existen otras ramas, como la Ingeniería Hidráulica, forestal, ambiental o la arquitectura, pero la topografía, al hacer por medición directa o por cálculo, o bien, por restitución fotogramétrica, la representación gráfica del terreno constituye el punto de partida de diversos proyectos que requieren información de la posición, dimensiones, forma del terreno, etc., sobre el cual se va a realizar cualquier obra o un estudio determinado.

2.3.4. Medición de Ángulos y Distancias

2.2.4.1. Medición de Distancias con Distanciómetros

En los instrumentos topográficos, los distanciómetros electrónicos utilizan microondas u ondas luminosas para la determinación de distancias.

Los distanciómetros de microondas (ondas de radio), requieren en ambos extremos de emisores y receptores de onda, mientras que los distanciómetros de ondas luminosas (rayos láser y rayos infrarrojos), requieren de un emisor en un extremo y un refractor o prisma en el extremo opuesto.

Los distanciómetros electrónicos determinan la distancia en términos del número de ondas, moduladas con frecuencia y longitud de onda conocida, que caben entre el emisor y el receptor en ambos sentidos.

Con la ayuda de las figuras N° 2 y N° 3 se describe los parámetros involucrados en la medición electrónica de distancias.

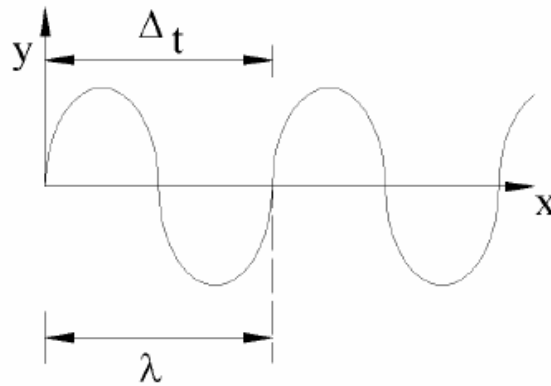


Figura N° 2 Representación de una onda luminosa
Fuente: Jorge Mendoza Dueñas Edición 2009 Lima Perú

$$\lambda = \frac{V}{f}$$

Siendo:

λ = longitud de onda en m

V = velocidad en km/s

f = frecuencia o tiempo en completar una longitud de onda, en hertz (1 ciclo/s)

Como por lo general, el número de ondas entre el emisor y el receptor no es un número entero, la distancia D vendrá dada por:

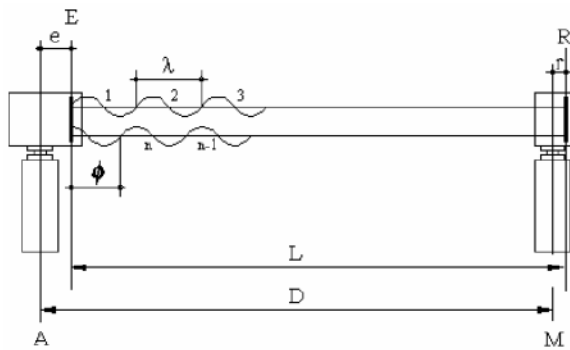
$$D = \frac{n\lambda + \phi}{2}$$

En donde:

D = distancia a medir, en m

n = número entero de ondas entre el emisor y el receptor medido en ambos sentidos

ϕ = longitud parcial de onda, o diferencia de fase, en m.



- A = Estación del distanciómetro.
- M = Estación del prisma.
- E = Plano interno de referencia del distanciómetro para la comparación de fases entre la onda transmitida y la onda recibida.
- R = Plano reflector de referencia para la onda emitida por el distanciómetro.
- e = Excentricidad del plano de referencia, constante aditiva.
- r = Excentricidad del plano del prisma reflector, constante aditiva.
- λ = Longitud de la onda modulada
- Desfase de la onda modulada ($\Delta\lambda$)

Figura N° 3 Medición de distancias con distanciómetro electrónico
 Fuente: Jorge Mendoza Dueñas Edición 2009 Lima Perú

La diferencia de fase se determina midiendo el tiempo de demora de safe necesario para hacer coincidir exactamente las ondas en ambos recorridos.

Correcciones Atmosféricas

La velocidad de la onda (V) varía de acuerdo a las condiciones atmosféricas según la siguiente ecuación:

$$V = \frac{V_0}{n}$$

En donde:

V = velocidad de la luz en condiciones atmosféricas prevalecientes, en km/s

V0 = velocidad de la luz en el vacío (V0 = 299.792,5 km/s)

n = índice de refracción (n > 1)

Los valores del índice de refracción para condiciones normales (0°C, 760 mmHg y 0,03 CO2), y para condiciones prevalecientes pueden ser calculados utilizando las ecuaciones de Barrel y Sears.

$$n_1 = 1 + \left(287.604 + \frac{4.8864}{\lambda^2} + \frac{0.068}{\lambda^4} \right) 10^{-6}$$

En donde:

ns = Índice de refracción para condiciones normales

λ = Longitud de onda de la onda luminosa transportadora en micrómetros (μm)

y para condiciones prevalecientes, el valor del índice de refracción viene dado por la ecuación

$$n = 1 + \frac{0.35947 (n_s - 1)p}{273.2 + t}$$

Siendo:

p = presión atmosférica, en mmHg

t = temperatura, en °C

En distanciómetros de microondas, se debe tomar en cuenta el efecto de la presión de vapor (e).

$$(n - 1)10^6 = \frac{103.49}{273.2 + t}(p - e) + \frac{86.26}{273 + t} \left(1 + \frac{5.748}{273 + t}\right)$$

(Fuente: Barry F. Kavanagh, S.J. (1989). Glenn Bird. *Surveying Principles and Applications*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2 Ed., pp. 222, 223.)

Los distanciómetros electrónicos modernos, con microprocesadores incorporados, automáticamente calculan las correcciones atmosféricas tomando en cuenta la presión atmosférica y la temperatura.

2.2.4.2. Medición de Ángulos

Método de Repetición

En la aplicación de este método se utilizan teodolitos repetidores, o de doble eje, en los cuales el círculo horizontal puede girar alrededor del eje vertical junto con la alidada.

Esta característica hace posible sumar las “n” mediciones de un ángulo con el mismo aparato, tomando como valor probable la enésima parte de la suma.

La fórmula general para la determinación de un ángulo por el método de repetición se muestra en la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{L_f + n(360^\circ) - L_i}{N}$$

Siendo:

L_f = lectura final al círculo horizontal (a la derecha)

L_i = lectura inicial al círculo horizontal (a la izquierda)

n = número de veces que el índice de lectura ha pasado por el cero de la graduación

N = número de repeticiones ($N = ns$)

Generalmente, en la práctica operativa, se impone una lectura inicial (L_i) igual a cero.

Método de Reiteración

El método de reiteración se utiliza en aquellos teodolitos con un solo eje de rotación, en los cuales el círculo está siempre fijo a la base, imposibilitando la suma de ángulos horizontales con el mismo aparato.

En este tipo de teodolitos existe un tornillo de corrimiento horizontal que permite preestablecer, en forma aproximada, una determinada lectura.

En este método, al igual que en el método de repetición, debemos garantizar la medición del ángulo sobre el número de sectores. El ángulo, libre del error de graduación del círculo, será el promedio de los ángulos medidos en cada uno de los diferentes sectores.

(Fuente: Topografía plana – Leonardo Casanova)

Estación Total

Este instrumento permite la obtención de coordenadas de puntos respecto a un sistema local o arbitrario, como también a sistemas definidos y materializados. Para la obtención de estas coordenadas, el instrumento realiza una serie de lecturas y cálculos sobre ellas y otros datos suministrados por el operador. Las lecturas que se obtienen con este instrumento son las de ángulos verticales, horizontales y distancias. Otra particularidad de este instrumento es la posibilidad de incorporarle datos como coordenadas de puntos, códigos, correcciones de presión y temperatura, entre otros.

La precisión de las medidas es del orden de la diezmilésima de gonio en ángulos y de milímetros en distancias, pudiendo realizar medidas en puntos situados entre 2 y 5 kilómetros de distancia según el aparato y la cantidad de prismas usada.

2.2.5. Poligonales

La poligonación es uno de los procedimientos topográficos más comunes. Las poligonales se usan generalmente para establecer puntos de control y puntos de apoyo para el levantamiento de detalles y elaboración de planos, para el replanteo de proyectos y para el control de ejecución de obras.

Una poligonal es una sucesión de líneas quebradas, conectadas entre sí en los vértices. Para determinar la posición de los vértices de una poligonal en un sistema de coordenadas

rectangulares planas, es necesario medir el ángulo horizontal en cada uno de los vértices y la distancia horizontal entre vértices consecutivos.

En forma general, las poligonales pueden ser clasificadas en:

- Poligonales cerradas (Figura N° 4), en las cuales el punto de inicio es el mismo punto de cierre, proporcionando por lo tanto control de cierre angular y lineal.
- Poligonales abiertas o de enlace con control de cierre (Figura N° 5), en las que se conocen las coordenadas de los puntos inicial y final, y la orientación de las alineaciones inicial y final, siendo también posible efectuar los controles de cierre angular y lineal.
- Poligonales abiertas sin control (Figura N° 6), en las cuales no es posible establecer los controles de cierre, ya que no se conocen las coordenadas del punto inicial y/o final, o no se conoce la orientación de la alineación inicial y/o final.

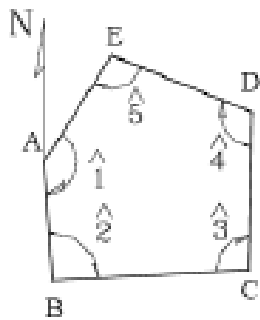


Figura N° 4 Poligonal cerrada
Fuente: Topografía y sus aplicaciones
Leonardo casanova

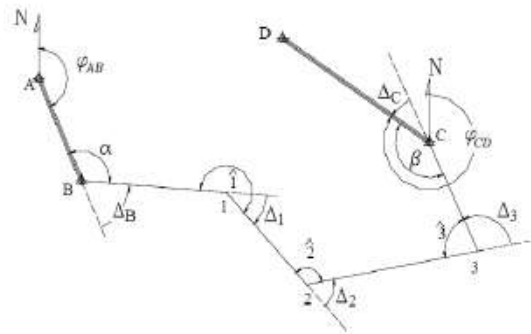


Figura N° 5 Poligonal abierta con control
Fuente: Topografía y sus aplicaciones
Leonardo casanova

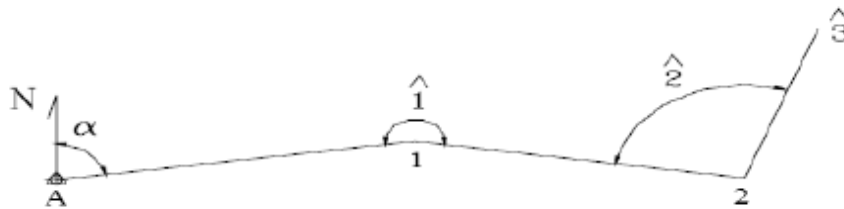


Figura N° 6 Poligonal abierta sin control
Fuente: Topografía y sus aplicaciones Leonardo casanova

2.2.5.1. Cálculo y Compensación de Poligonales

La solución de una poligonal consiste en el cálculo de las coordenadas rectangulares de cada uno de los vértices o estaciones.

En poligonales cerradas y en poligonales abiertas de enlace con control, se realizan las siguientes operaciones:

- Cálculo y compensación del error de cierre angular.
- Cálculo de acimuts o rumbos entre alineaciones (ley de propagación de los acimutes).
- Cálculo de las proyecciones de los lados.
- Cálculo del error de cierre lineal.
- Compensación del error lineal.
- Cálculo de las coordenadas de los vértices.

En poligonales abiertas sin control, solamente se realizan los pasos 2, 3 y 6 ya que no existe control angular ni lineal.

Cálculo y Compensación del error de cierre angular

En una poligonal cerrada se debe cumplir que la suma de los ángulos internos debe ser:

$$\Sigma \angle_{\text{int}} = (n - 2)180^\circ$$

En donde:

n = número de lados

La medición de los ángulos de una poligonal estará afectada por los inevitables errores instrumentales y operacionales, por lo que el error angular vendrá dado por la diferencia entre el valor medido y el valor teórico.

$$E_a = \Sigma \angle_{\text{int}} - (n - 2)180$$

Se debe verificar que el error angular sea menor que la tolerancia angular, generalmente especificada por las normas y términos de referencia dependiendo del trabajo a realizar y la apreciación del instrumento a utilizar, recomendándose los siguientes valores.

Clasificación de errores angulares y lineales para poligonales	
Poligonal	Error angular permisible
Gran precisión (Clase I)	$15'' \sqrt{n}$
Principal (Clase II)	$30'' \sqrt{n}$
Precisión Topográfica Normal (Clase III)	$40'' \sqrt{n}$
Secundarias internas, de escasa Precisión Topográfica	$60'' \sqrt{n}$
n = Número de vértices	

Tabla N°4 Clasificación de errores angulares
 Fuente: Topografía y sus aplicaciones Leonardo casanova

Si el error angular es mayor que la tolerancia permitida, se debe proceder a medir de nuevo los ángulos de la poligonal.

Si el error angular es menor que la tolerancia angular, se procede a la compensación de los ángulos, repartiendo por igual el error entre todos los ángulos, asumiendo que el error es independiente de la magnitud del ángulo medido.

$$Ca = - Ea / n$$

En **poligonales abiertas con control**, el error angular viene dado por la diferencia entre el acimut final, calculado a partir del acimut inicial conocido y de los ángulos medidos en los vértices y el acimut final conocido.

$$Ea = \phi_{fc} - \phi_f$$

En donde:

Ea = Error angular

ϕ_{fc} = acimut final calculado

ϕ_f = acimut final conocido

Al igual que en poligonales cerradas, se compara el error con la tolerancia angular. De verificarse la condición, se procede a la corrección angular, repartiendo el error en partes iguales entre los ángulos medidos.

La compensación también se puede efectuar sobre los acimutes, aplicando una corrección acumulativa, (múltiplo de la corrección angular), a partir del primer ángulo medido. En otras palabras, el primer acimut se corrige con Ca (Compensación angular), el segundo con $2Ca$ y así sucesivamente, hasta el último acimut que se corrige con $n Ca$.

Ley de Propagación de los Acimuts

Los acimutes de los de lados una poligonal se puede calcular a partir de un acimut conocido y de los ángulos medidos, aplicando la ley de propagación de los acimutes, la cual se puede deducir de la figura 7.

Supongamos que en la figura 7, se tienen como datos el acimut ϕ_{AB} y los ángulos en los vértices y se desea calcular los acimutes de las alineaciones restantes, para lo cual procedemos de la siguiente manera:

El acimut ϕ_{B1} será:

$$\phi_{B1} = \phi_{AB} - \Delta B$$

Siendo:

$$\Delta B = 180 - \alpha$$

Luego:

$$\phi_{B1} = \phi_{AB} + \alpha - 180^\circ$$

El acimut ϕ_{12} será:

$$\phi_{12} = \phi_{B1} + \Delta 1$$

Siendo:

$$\Delta 1 = \angle 1 - 180^\circ$$

Luego:

$$\phi_{12} = \phi_{B1} + \angle 1 - 180^\circ$$

Si aplicamos el mismo procedimiento sobre cada uno de los vértices restantes, podremos generalizar el cálculo de los acimutes según la siguiente ecuación:

$$\phi_i = \phi_{i-1} + \angle \text{vertices} \pm 180^\circ$$

En donde:

ϕ_i = acimut del lado

ϕ_{i-1} = acimut anterior

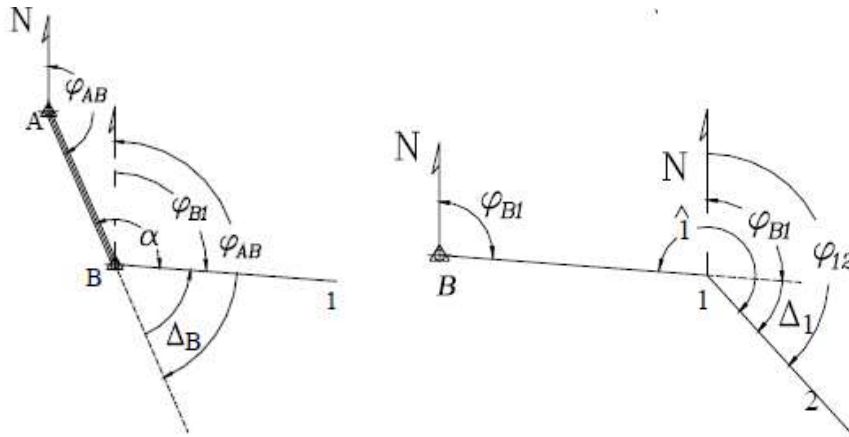


Figura N° 7 Propagación de acimuts
 Fuente: Topografía y sus aplicaciones Leonardo casanova

Ley de Propagación de los Acimuts

El cálculo de las proyecciones de los lados de una poligonal se estudió en el capítulo correspondiente a las relaciones entre los sistemas de coordenadas polares y rectangulares.

Recordemos que las proyecciones de los lados de una poligonal se calculan en función de los acimuts y las distancias de los lados aplicando las ecuaciones, las cuales se reproducen a continuación:

$$\Delta N_{1-2} = D_{1-2} \times \cos \phi_{12}$$

$$\Delta E_{1-2} = D_{1-2} \times \sen \phi_{12}$$

En la figura 8 se representan gráficamente las proyecciones de una poligonal cerrada.

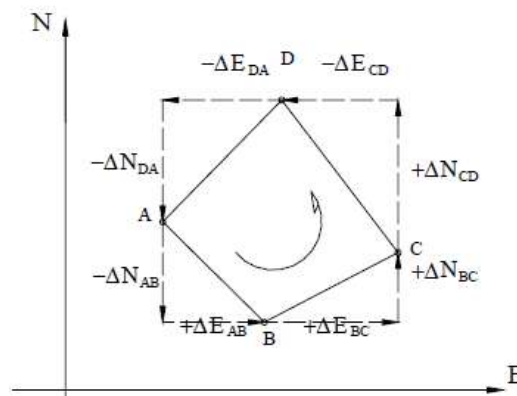


Figura N° 8 Representación de las proyecciones de los lados de una poligonal
 Fuente: Topografía y sus aplicaciones Leonardo Casanova

Calculo del Error de Cierre Lineal

En una poligonal cerrada la suma de las proyecciones sobre el eje norte-sur debe ser igual a cero. De igual manera, la suma de las proyecciones sobre el eje este-oeste debe ser igual a cero (figura 8).

Debido a los inevitables errores instrumentales y operacionales presentes en la medición de distancias, la condición lineal mencionada nunca se cumple, obteniéndose de esta manera el **error de cierre lineal** representado en la figura 9.

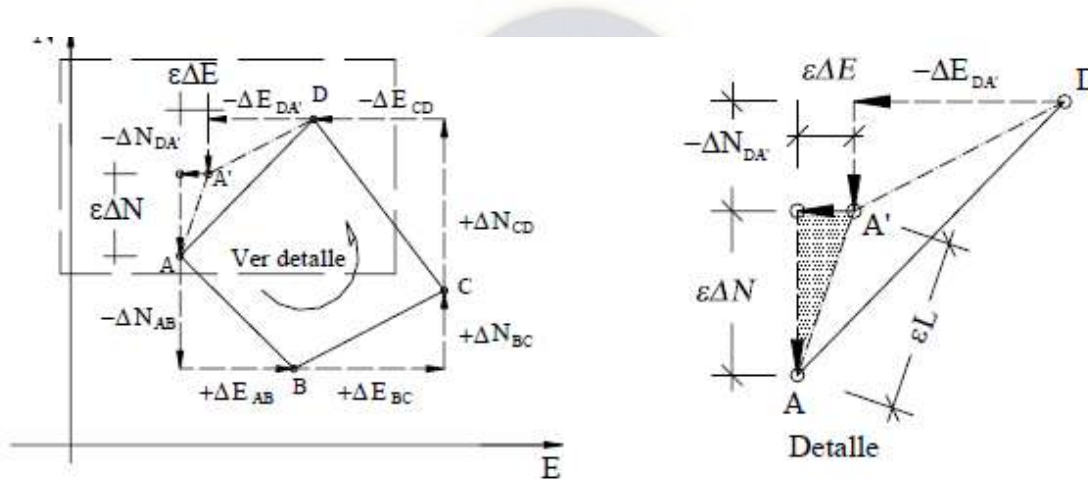


Figura N° 9 Error de cierre lineal en poligonales cerradas
 Fuente: Topografía y sus aplicaciones Leonardo Casanova

En la figura 9, el punto A' representa la posición del punto A una vez calculadas las proyecciones con las distancias medidas. Nótese que para que se cumpla la condición lineal de cierre, el punto A' debería coincidir con el punto A.

Si hacemos suma de proyecciones a lo largo del eje norte-sur se tendrá:

$$\epsilon\Delta N = \sum\Delta N - S$$

De igual manera, sumando proyecciones sobre el eje este-oeste, se tendrá:

$$\epsilon\Delta E = \sum\Delta E - 0$$

El error lineal vendrá dado por

$$\epsilon L = \sqrt{\epsilon\Delta N^2 + \epsilon\Delta E^2}$$

En el caso de una poligonal abierta, con control, como la mostrada en la figura 10, la suma de las proyecciones sobre el eje norte-sur debe ser igual a la diferencia entre las coordenadas norte de los puntos de control inicial y final (ΔN_{BC}), y la suma de las proyecciones sobre el eje este-oeste debe ser igual a la diferencia entre las coordenadas este de los puntos de control inicial y final (ΔE_{BC}); por lo tanto, el error sobre las proyecciones puede ser calculado.

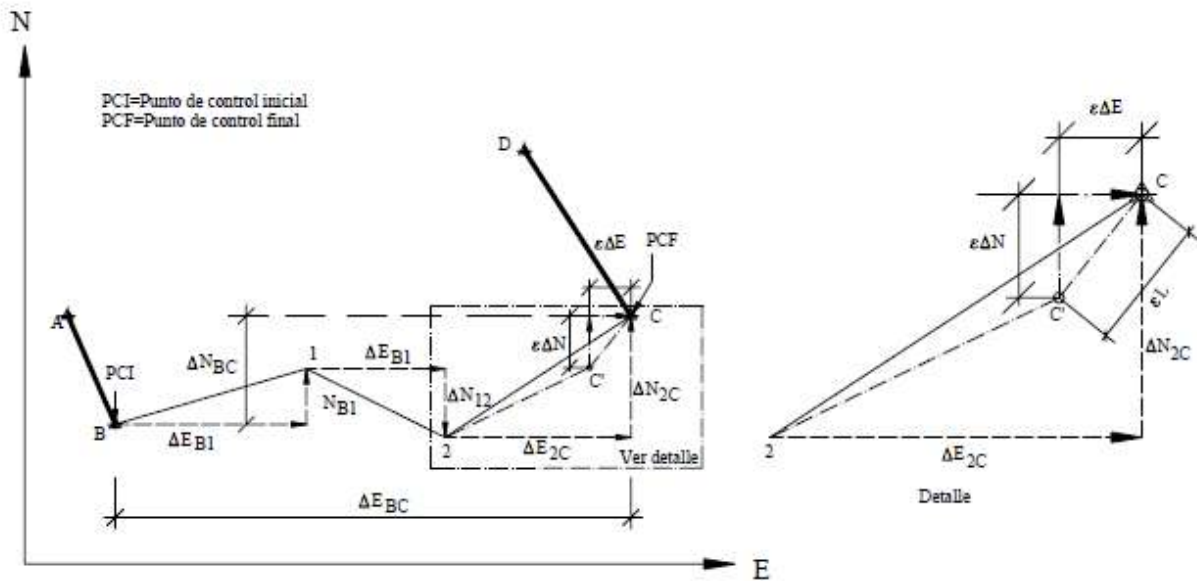


Figura N° 10 Poligonal abierta con control
 Fuente: Jorge Mendoza Dueñas Edición 2009 Lima Perú

$$\varepsilon N N S N B C - \Delta = \Sigma \Delta - \Delta$$

$$\varepsilon E O B C \varepsilon E E - \Delta = \Sigma \Delta - \Delta$$

Una vez calculado el error lineal, se debe verificar que éste sea menor a la tolerancia lineal, (generalmente especificada por normas de acuerdo al tipo de importancia del trabajo, condiciones topográficas y precisión de los instrumentos de medida).

En algunos casos, la tolerancia lineal se relaciona con la precisión obtenida en el levantamiento definido por la siguiente ecuación.

$$P = \frac{\varepsilon L}{\Sigma L}$$

En donde:

P = precisión de la poligonal

ΣL = suma de los lados de la poligonal en m

El error relativo n , generalmente expresado en términos 1: n , viene dado por el inverso de P.

$$n = 1/P$$

La tabla 3, adaptada de Torres y Villate, nos puede servir como guía para la selección de la tolerancia lineal en función del error relativo.

Valores guías de tolerancia lineal en función de n

Tolerancia lineal	Tipo de levantamiento
1:800	Levantamiento de terrenos accidentados, de poco valor, levantamientos de reconocimiento, colonizaciones, etc.
1:1000 a 1:1500	500 Levantamientos de terreno de poco valor por taquimetría con doble lectura a la mira
1:1500 a 1:2500	Levantamiento de terrenos agrícolas de valor medio, con cinta.
1:2500 a 1:5000	Levantamientos urbanos y rurales, de mediano a alto valor, uso de distanciómetros electrónicos
1:10000 ~	Levantamientos geodésicos

Tabla N° 5 Tolerancia lineal

Fuente: Torres A. y Villate E. (1968) Topografía. Colombia: Editorial Norma p 81.

Algunas especificaciones empleadas en el estudio de carreteras establecen la tolerancia lineal según las siguientes expresiones:

Terreno llano $TL = 0,015 \Sigma L$

Terreno ondulado $TL = 0,025 \Sigma L$

Si el error lineal es mayor que la tolerancia lineal, es necesario comprobar en campo las distancias; en caso de verificarse que el error lineal sea menor que la tolerancia se realiza el ajuste y compensación de las poligonales.

Compensación del Error Lineal

El método adecuado para la compensación del error lineal depende de la precisión lograda por los instrumentos y procedimientos empleados en la medición.

Al presente, se han desarrollado diferentes métodos de compensación: el método de la brújula, el del tránsito, el de Crandall, el de los mínimos cuadrados, etc.; basados todos en diferentes hipótesis.

Recientemente, la evolución de la tecnología empleada en la fabricación de instrumentos ha igualado la precisión obtenida en la medición de distancias con la precisión obtenida en la medición angular, lo que hace al método de la brújula el método más adecuado para la compensación del error lineal, no sólo por asumir esta condición sino por la sencillez de los cálculos involucrados.

Método de la brújula. Este método, propuesto por Nathaniel Bowditch alrededor de 1800, es el método más utilizado en los trabajos normales de topografía.

(Fuente: Ministerio de Obras Públicas. *Especificaciones Generales para el Estudio de Carreteras con Poligonal de Precisión, Caracas.* (citado por Carciente Jacob en *Carreteras Estudio y Proyecto, 1980. P.89*))

El método asume que:

- Los ángulos y las distancias son medidos con igual precisión
- El error ocurre en proporción directa a la distancia
- Las proyecciones se corrigen proporcionalmente a la longitud de los lados

Matemáticamente tenemos,

$$-CpNi : Li = \epsilon \Delta N : \Sigma Li$$

$$-CpEi : Li = \epsilon \Delta E : \Sigma Li$$

En donde,

$$Cp Ni = - \left(\frac{\epsilon \Delta N}{\Sigma Li} \right) * Li$$

Siendo:

$CpNi$ = Corrección parcial sobre la proyección norte-sur del lado i

$CpEi$ = Corrección parcial sobre la proyección este-oeste del lado i

Li = longitud del lado i

El signo negativo es debido a que la corrección es de signo contrario al error

Cálculo de las Coordenadas de los Vértices

Una vez compensadas las proyecciones, se procede al cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal.

Haciendo referencia a la figura 5.6, las coordenadas del punto 1, calculadas en función de las coordenadas del punto B, se obtienen de la siguiente manera

$$N1 = NB + \Delta NB1$$

$$E1 = EB + \Delta EB1$$

Y las coordenadas de 2, calculadas a partir de 1,

$$N2 = N1 - \Delta N12$$

$$E2 = E1 + \Delta E12$$

(Fuente: Topografía plana – Leonardo Casanova)

2.3. CARTOGRAFIA

La Cartografía (del griego chartis = mapa y graphein = escrito) es la ciencia que se encarga del estudio y de la elaboración de los mapas geográficos, territoriales y de diferentes dimensiones lineales y demás. **(Fuente: Wikipedia, 2015)**

Al ser la Tierra esférica o más bien un geoide, ha de valerse de un sistema de proyecciones para pasar de la esfera al plano, el problema es aún mayor, pues en realidad la forma de la Tierra no es exactamente esférica, su forma es más achatada en los polos, que en la zona ecuatorial. A esta figura se le denomina Elipsoide.

Pero además de representar los contornos de las cosas, las superficies y los ángulos, se ocupa también de representar la información que aparece sobre el mapa, según se considere qué es relevante y qué no, esto normalmente depende de lo que se quiera representar en el mapa y de la escala.

2.3.1. Proyecciones Cartográficas

La representación de datos espaciales es el campo de estudio de la Cartografía, a lo largo de la historia, el hombre ha sentido la necesidad de representar la superficie terrestre y los objetos situados sobre ella. El objetivo de los primeros mapas era servir de apoyo a la navegación, indicaban por tanto los rumbos (direcciones), que era necesario seguir para ir de un puerto a otro. La exactitud en la representación de las Tierras emergidas se consideraba accesoria, siendo lo fundamental la exactitud en rumbos y distancias entre puertos.

En los inicios del período colonial ya no bastaba con poder llegar a puerto, sino que había que medir distancias y superficies sobre los nuevos territorios para conseguir un mejor dominio de estos. Por otro lado, se hace necesario representar los diversos elementos, recursos y factores ambientales de la superficie terrestre para conseguir una mejor visión de la distribución de los fenómenos naturales y asentamientos humanos sobre la superficie terrestre.

Ya en el siglo XVII, cartógrafos como Mercator demostraron que un sistema de proyección geométrico, junto con un sistema de localización basado en coordenadas cartesianas, es decir basadas en un par de ejes ortogonales (X e Y), formando una cuadrícula, mejoraba la fiabilidad de distancias, áreas o ángulos medidos sobre los mapas.

Al finalizar el siglo XVIII, los estados europeos habían alcanzado el grado de organización suficiente como para establecer sociedades geográficas cuyo cometido era representar sobre mapas la superficie terrestre, sus características y los elementos físicos y humanos situados sobre ellas.

Una Proyección Cartográfica es una correspondencia biunívoca entre los puntos de la Superficie de Referencia (Elipsoide), y los puntos de un plano llamado Plano de proyección. Puesto que cualquier punto del elipsoide está definido por sus coordenadas geográficas latitud y longitud y cualquier punto del plano lo está por sus coordenadas cartesianas Este Norte (X, Y), existirá una serie infinita de relaciones que ligen con (X, Y). Cada una de estas infinitas relaciones será un Sistema de Proyección Cartográfico

2.3.1.1. Tipos de Proyección según su Deformación

El mayor problema de la cartografía ha sido representar sobre una superficie plana, la superficie de la Tierra, sin que ésta parezca deformada.

Se han publicado cientos de proyecciones cartográficas diferentes y todas admiten una variación infinita eligiendo parámetros como el centro de proyección, uno o más paralelos estándar, etc. Además, por proyectarse un elipsoide, toda proyección está parametrizada por las dimensiones del elipsoide de referencia. La superficie del elipsoide no se puede representar sobre el plano sin distorsión. Ahora bien, dependiendo del uso que se dé a la representación se puede llegar a un compromiso en las distorsiones, manteniendo alguna característica deseable. Las principales características que se pueden conservar en una proyección cartográfica son:

Proyecciones de Área Equivalentes (igual área)

Equivalencia, es la condición por la cual una superficie en el plano de proyección tiene la misma superficie que en la esfera. La equivalencia no es posible sin deformar considerablemente los ángulos originales. Por lo tanto, ninguna proyección puede ser equivalente y conforme a la vez.

Área, una proyección que conserve las áreas se llama equivalente, homolográfica, homolográfica, o autálica. Las formas, ángulos y escalas aparecerán distorsionadas, aunque suelen ser correctos o casi en algunas partes. La conservación de las áreas es una condición global (finita).

Este tipo de proyecciones preservan el área con que los elementos son representados. Para ello, las propiedades de forma, ángulos, escala, o cualquier combinación de ellas será distorsionada en alguna medida. Así en este tipo de proyecciones los meridianos y los paralelos podrían no presentar ángulos rectos en sus intersecciones. En algunos casos, especialmente en mapa para pequeñas regiones, no será tan obvia la distorsión de la forma, y será difícil entre un sistema de proyección conforme y uno de área equivalente.

Proyecciones Equidistantes (igual distancia)

Equidistancia, cuando una proyección mantiene las distancias entre dos puntos situados sobre la superficie del elipsoide (representada por el arco de Círculo Máximo que las une), se denomina equidistante.

Escala, (conservación de distancias), ninguna proyección mantiene correctamente la escala en todo el mapa, pero es habitual que una o más líneas sean equidistantes o automecóicas, esto es, tengan una escala constante. Lo usual en las proyecciones empleadas en topografía y SIG es que se ajusten los parámetros de forma que el error de escala esté limitado y se minimice su valor medio en el área de trabajo. Cuando la escala se mantiene en todos los meridianos la proyección se dice equidistante.

Los mapas equidistantes preservan las distancias entre ciertos puntos. La escala no puede ser mantenida correctamente para la totalidad del mapa por ningún sistema de proyección, sin embargo, existen en algunos casos, una o más líneas sobre el mapa sobre las cuales la escala sí se mantiene correctamente. La mayoría de los sistemas de proyección tienen una o más líneas para las cuales su largo sobre el mapa es el mismo (a escala) que su línea de referencia sobre el globo, sin importar si es un círculo grande o pequeño, recto o curvo, tales distancias son llamadas verdaderas.

Proyección Conforme (conserva la forma localmente)

Conformidad, Cuando un plano de proyección mantiene los ángulos, que forman dos líneas en la superficie terrestre, se dice que la proyección es conforme.

Forma, una proyección es conforme u ortomórfica si se conservan los ángulos relativos alrededor de cada punto. Es ésta por tanto una condición local (infinitesimal). De todas formas, si se representa toda la Tierra es habitual que haya uno o más puntos singulares

en los que esta condición no se da. En una proyección conforme las grandes superficies aparecen distorsionadas en la forma, pero los elementos pequeños mantienen su forma.

En éstas proyecciones la escala Local es isótropa, es decir, el factor de escala cada punto es el mismo en todas las direcciones. El hecho de que los ángulos se conserven localmente hace que el ángulo con el que se cortan dos líneas sea el mismo que en la realidad, y así, por ejemplo, meridianos y paralelos se cortan en ángulo recto. Una proyección no puede ser simultáneamente conforme y equivalente. Las proyecciones conformes son las más usadas en mapas topográficos.

Las proyecciones conformes preservan las formas locales. Las líneas de la grilla sobre el globo forman ángulos perpendiculares. Para preservar los ángulos individuales que describen las relaciones espaciales, una proyección conforme debe presentar una grilla de líneas que se intercepten en ángulos de 90° sobre el mapa. Esto se logra manteniendo todos los ángulos, incluyendo aquellos entre las intersecciones de los arcos. El problema es que el área encerrada por una serie de arcos será distorsionada en el proceso. No existe un sistema de proyección que pueda preservar la forma cuando se trabaja con grandes regiones.

Proyección de Dirección Verdadera

Dirección, En una proyección azimutal las direcciones o azimuts de todos los puntos son correctas respecto del centro de proyección. Existe una proyección azimutal que es equivalente, otra que es conforme y una tercera que es equidistante

Proyección Azimutal: es aquella que conserva las direcciones. Nuevamente deben recordar que no entre todos los puntos del mapa sino solamente entre los puntos y el centro del mapa.

El camino más corto entre dos puntos sobre una superficie curva, como la de la Tierra, es a lo largo del equivalente esférico de una línea recta sobre una superficie plana. Esto es, el círculo sobre el cual los dos puntos se encuentran. Los sistemas de proyección de distancia verdadera o acimutal se usan para rectificar alguno de los arcos de los círculos del globo, entregando la dirección o acimut de todos los puntos sobre el mapa correctamente con respecto al centro. Existen sistemas de proyección de este tipo que también son conformes, áreas equivalentes o equidistantes.

Las proyecciones que no son equivalentes ni conformes se llaman genéricamente aphilácticas, aunque a veces el término se reserva para las que conservan distancias.

2.3.1.2. Tipos de Proyecciones Cartográficas según la Superficie al cual se Proyecta Proyecciones Planas o Azimutales

Las proyecciones de este tipo proyectan la información sobre superficies planas que tocan tangencialmente el globo. Una proyección planar es del mismo tipo que las proyecciones acimutales o las proyecciones cenitales. En esta clase de proyecciones se usan planos que son tangentes al globo sólo en un punto, pero también podrían ser de tipo secante. El punto de contacto puede ser el Polo Norte, el Polo Sur, un punto sobre el Ecuador, o algún punto intermedio. Este punto determina el foco de proyección que definirán la orientación y las funciones a utilizar. El foco se identifica por una longitud y latitudes centrales, y las orientaciones posibles son: polar, ecuatorial y oblicuo.



Figura N° 11 Proyecciones acimutales
Fuente: <http://mgar.net/var/cartogra.htm>

Las orientaciones polares son las más sencillas. Los paralelos corresponden a círculos consecutivos a partir de los polos, y los meridianos corresponden a líneas rectas que se interceptan en el Polo con ángulos de intersección verdaderos. Para todas las orientaciones, la proyección planar tiene una grilla con ángulos de intersección rectos (90°), y las direcciones son precisas desde el foco (paralelo de mayor radio). Círculos sobre el globo que pasan por el foco están representadas por líneas rectas, así la distancia más corta entre un punto sobre el foco y cualquier otro punto es una línea recta sobre el plano proyectado. Los patrones de distorsión de área y de forma son de tipo circular cerca del foco. Por esta razón, las proyecciones acimutales se acomodan mejor para la representación de regiones polares. Las proyecciones planares son de uso frecuente en la cartografía de las regiones cercanas a los polos.

Algunas proyecciones planares visualizan la información a partir de un punto específico en

el espacio. Este *punto de vista* determina el lugar sobre la superficie plana en donde se proyectarán los objetos sobre la superficie esférica. La perspectiva desde la cual todas las posiciones son observadas varía en los diferentes tipos de proyección acimutales. Los puntos de vista o de perspectiva pueden coincidir con el centro de la Tierra, un punto sobre la superficie directamente opuesto al punto de tangencia, o a un punto externo, como si estuviera montado sobre un satélite o en otro planeta.

Las proyecciones acimutales son diferenciables entre ellas en parte a la utilización de diferentes focos, y en algunos casos por el punto de perspectiva.

- La *Proyección Gnomónica*, proyecta la información desde el centro de la Tierra.
- La *Proyección Estereográfica*, proyecta la información desde un Polo hacia su opuesto.
- La *proyección Ortográfica*, proyecta la información desde un punto ubicado a una distancia infinita en el espacio.

El tipo de punto de perspectiva determina la cantidad de distorsión alrededor del Ecuador.

Proyecciones sobre Superficies de cuerpos Desarrollables

Proyecciones Cilíndricas

Las proyecciones cilíndricas también pueden tener una línea de tangencia o dos líneas secantes alrededor del globo. La proyección de Mercator es una de las proyecciones cilíndricas más comunes, y el Ecuador es usualmente su línea de tangencia. Los meridianos son proyectados geoméricamente en la superficie del cilindro, produciendo un ángulo de 90° en las intersecciones con los paralelos. El cilindro puede ser "cortado" a lo largo de un meridiano, y abierto, para producir la proyección cilíndrica final. Los meridianos están equidistanciados, mientras que el distanciamiento entre los paralelos disminuye hacia los polos. Esta proyección es de tipo conforme y representa direcciones verdaderas a lo largo de líneas rectas.

Cuando el cilindro se hace rotar se obtienen proyecciones cilíndricas más complejas, debido a que se cambian las líneas de tangencia o de secante. Proyecciones cilíndricas transversales tales como la *Transversal de Mercator* usan los meridianos, o líneas paralelas a ellos, como líneas de tangencia. Estas líneas corren de Norte a Sur y se representan a escala verdadera. Cilindros oblicuos son obtenidos por rotación a lo largo de un gran círculo

sobre el globo localizado en cualquier punto sobre el Ecuador y los meridianos. En estos sistemas complejos, la mayoría de los meridianos y las líneas de latitud no son líneas rectas.

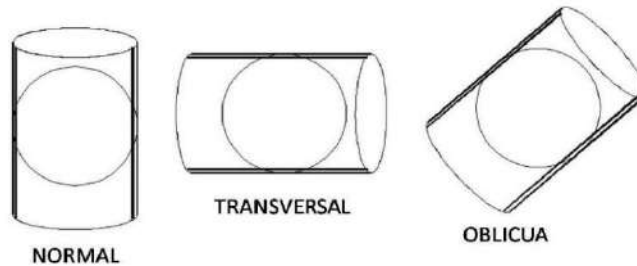


Figura N° 12 Proyecciones cilíndricas
Fuente: <http://mgar.net/var/cartogra.htm>

En todas las proyecciones cilíndricas, las líneas de tangencia o de secante no tienen distorsión y de esta forma constituyen líneas de equidistancias. Las restantes propiedades geográficas varían dependiendo del tipo específico de proyección.

Proyecciones Cónicas

La proyección cónica más simple es aquella en que el plano cónico es tangente al globo a lo largo de una línea de latitud. En una proyección dada esta línea es llamada *paralelo estándar*. Los meridianos se proyectan en la superficie y se unen en el ápice. Las líneas de paralelos se proyectan sobre la superficie cónica como anillos consecutivos.

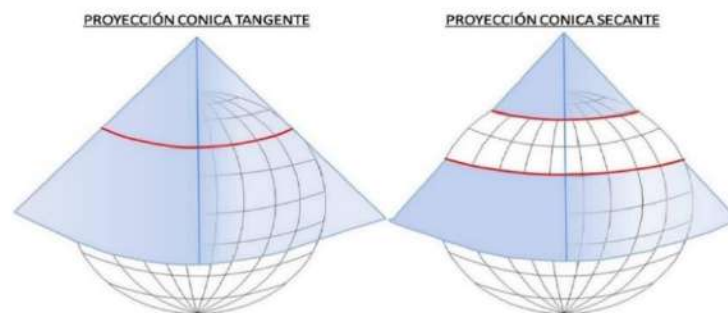


Figura N° 13 Proyecciones cónicas
Fuente: <http://mgar.net/var/cartogra.htm>

En general, las distorsiones aumentan al norte y al sur del paralelo de tangencia. Por ello, truncando el cono se obtienen proyecciones más precisas. Ello puede ser logrado, al no incluir las regiones polares en la proyección.

Se pueden desarrollar Proyecciones más complejas si se tienen dos líneas de contacto para

la superficie cónica. Estas proyecciones son llamadas *secantes cónicas* y están definidas para dos *paralelos estándar*. La distorsión de las proyecciones secantes no es la misma para las regiones que se encuentran entre los paralelos estándar que para aquellas que están más allá de ellos. Pueden desarrollarse proyecciones cónicas más complejas en donde el eje del cono no está alineado con el eje polar, en cuyo caso se denominan oblicuas.

La representación de los parámetros geográficos depende de la separación entre líneas paralelas. Cuando están a igual distancia, la proyección es equidistante en la dirección Norte-Sur pero no es conforme ni área equivalente, como es el caso de la *Proyección Cónica Equidistante*. Para áreas pequeñas, la distorsión total es mínima. En la *Proyección Cónica de Lambert* los paralelos centrales están menos distanciados que los paralelos cercanos a los polos, y formas geográficas pequeñas se mantienen en mapas de escalas grandes y pequeñas. Finalmente, en la *Proyección Área Equivalente de Albers*, los paralelos cerca de los bordes del Sur están menos distanciados que los centrales, y la proyección resultará del tipo área equivalente.

2.3.2. La Proyección Universal Transversal de Mercator (UTM)

La proyección UTM se clasifica cartográficamente como **cilíndrica, transversal, secante, conforme y analítica**, donde existen deformaciones admisibles en una estrecha franja al este y al oeste del meridiano central de cada zona, que es el único meridiano que se transforma como una recta.

Esta proyección se ha impuesto como cartografía oficial en muchos países, porque reúne dos características que pocos sistemas tienen; es conforme, es decir mantiene los ángulos medidos sobre la superficie terrestre proyectados sobre el elipsoide, en la representación en el plano, además el sistema UTM garantiza para cualquier parte de la Tierra deformaciones lineales admisibles, pero que se tienen que tener en cuenta en levantamientos y replanteos topográficos a escala grande (1:10,000 y mayores), Las zonas son la división fundamental del sistema UTM. El sistema se compone de 60 zonas, que comienzan a contarse desde el meridiano $\lambda = 180^\circ$ hacia el Este (Antemeridiano de Greenwich), quedando encuadrado Bolivia en las zonas **19, 20 y 21**, extendiéndose la proyección desde los 84° N a 80° S de latitud.

Si bien no es un parámetro propio de la proyección UTM, en algunos sistemas como pueden

ser los navegadores GPS o el programa Google Earth, también se le asigna una división en latitud, dividiendo en bandas de 8° de latitud, identificándose con letras, iniciando con la letra A en el Polo Sur. Bolivia queda ubicada en las franjas **K** y **L**. (Fuente: Flores H., 2015)

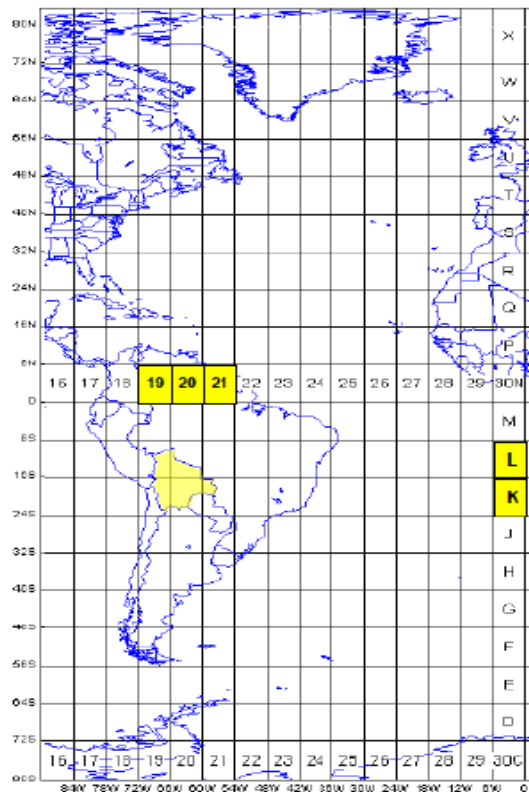


Figura N° 14 Ubicación de Bolivia en las Zonas UTM
Fuente: Instituto Geográfico Militar

2.3.2.1. Características Básicas de cualquier Zona (UTM)

En la explicación de las características de la proyección UTM, se emplean gráficos que pueden dar la idea que la proyección es del tipo geométrica, pero no es así, sino que es una proyección analítica, y se basa en el desarrollo de funciones complejas que mantienen la condición de conforme, es decir que dos curvas que se cortan formando un ángulo determinado sobre el elipsoide mantienen el mismo ángulo entre las proyecciones de las dos curvas en el plano, concepto que se mantiene diferencialmente, (Ver figura 15).

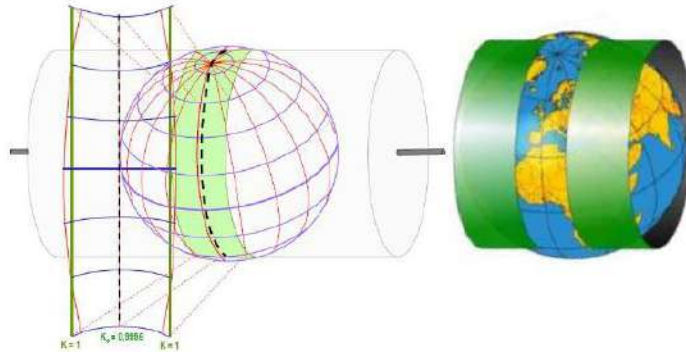


Figura N° 15 Proyección de una zona UTM del elipsoide al plano
Fuente: La proyección UTM, Geodesia Modulo I, Miguel Ángel Vera

La proyección UTM para cada zona se define por las siguientes condiciones:

- 1) Que la representación sea conforme; es decir, que mantenga diferencialmente en la proyección los valores angulares determinados sobre el elipsoide, con esto se quiere decir que mantiene diferencialmente las mismas formas de las figuras determinadas sobre el elipsoide.
- 2) Que la transformada del ecuador sea una línea recta
- 3) Que la transformada del meridiano central de la zona considerada sea una línea recta.
- 4) Que las deformaciones lineales sean mínimas dentro de la zona, para ello se le asigna al módulo de deformación lineal o factor de escala en el meridiano central (MC) el valor de **$K_0 = 0,9996$** , produciéndose una disminución de las distancias proyectadas de 1:2.500, significando una reducción de las distancias del elipsoide al plano de 1 m en 2.500 m. Esta deformación va disminuyendo a medida que se aleja del meridiano central de la zona, llegando a ser nula donde el cilindro corta al elipsoide (denominados falsos meridianos), en la proyección esto se produce a aproximadamente 180 km del MC, como no hay deformación lineal, el factor de escala es **$K = 1$** , transformándose en una línea automecoica.

Si se analiza con detenimiento, se ve que las mayores deformaciones en reducción, están en el meridiano central, y van disminuyendo hasta las líneas automecoicas que se encuentran a aproximadamente 180 km al este y oeste del meridiano central, en esa línea no hay deformación **$K=1$** y luego siguen creciendo las deformaciones llegando a **$K=1,00098....$** en el norte de Bolivia y disminuyendo a **$K=1,00078...$** en el sur.

El concepto de deformación lineal es un concepto puntual, es decir que en la dirección este-oeste va cambiando **K** punto a punto, mientras que, en la dirección norte-sur, para una misma recta, los puntos mantienen el valor de **K** , el mejor ejemplo es el meridiano central,

donde para todos los puntos del meridiano se mantiene constante el valor de $K_0 = 0,9996$, y en las líneas automecoicas $K = 1$.

Analizando una zona cualquiera de la proyección UTM, en el caso de Bolivia, la zona 19, 20 o 21, todas son iguales, teniendo en cuenta que la escala en la dirección E-W es más grande que en la dirección N-S, ya que la distancia en una zona UTM es de aproximadamente 18.000 km en la dirección N-S (desde 84° N a 80° S), mientras que en el ecuador (dirección E-W) la distancia sería de aproximadamente 666 km, y si representamos una zona UTM con una distancia de 20 cm en la dirección N-S, solamente sería de 7,4 mm en la dirección E-W:

- Cada zona se extiende en latitud desde los 84° N a 80° S
- Cada zona se extiende 6° de longitud, 3° a cada lado el Meridiano Central, en el caso particular de Bolivia es:

Zona	Meridiano límite al Oeste	Meridiano Central	Meridiano límite al Este
19	72° W	69° W	66° W
20	66° W	63° W	60° W
21	60° W	57° W	54° W

Tabla N° 6 Zona UTM para Bolivia
 Fuente: Propia

- El factor de escala del meridiano central es $K_0 = 0,9996$, esto quiere decir que el MC se encuentra reducido en la proyección, de su tamaño original en el elipsoide. Por ejemplo 1.000 m en el elipsoide resultan 999,60 m sobre el plano, teniendo en cuenta la escala de representación. Esta diferencia de 40 cm en 1.000 m, significa una deformación relativa de 1:2.500. Para obtener el denominador de la fracción se divide 1.000 m entre 0,40 m.
- Las líneas automecoicas, falsos meridianos, se encuentran a aproximadamente 180 km a cada lado del meridiano central.
- El factor de escala para puntos de estas líneas es $K = 1$, por lo tanto una distancia cualquiera medida sobre el elipsoide, y cuyos puntos se encuentren a aproximadamente 180 km del MC no tendrá deformación en el plano.
- El factor de escala para puntos más alejados de los 180 km del MC será mayor a 1.
- El factor de escala para una determinada distancia KD es la relación entre la distancia cartográfica (DCUTM) en la proyección (distancia geométrica en 2D) y la Distancia Geodésica (DG).

$$KD = DCUTM / DG$$

Donde:

KD = Factor de escala para una determinada distancia.

$DCUTM$ = Distancia cartográfica UTM.

DG = Distancia geodésica.

- Para calcular el factor de escala de una distancia cualquiera KD , dentro de una zona UTM, por ejemplo, desde el punto **A** al Punto **B**, es necesario calcular K en los puntos indicados (KA y KB) y en el punto medio de la línea geodésica que une ambos puntos que es posible aproximarlos al punto medio de la recta que une ambos puntos (Km), y aplicando el método de la integración numérica de Simpson resulta:

$$KD = 1/6 (KA + 4 Km + KB)$$

- Si la distancia es corta (menor de 10 km) se puede trabajar con el promedio de los K extremos

$$KD = (KA + KB)/2$$

- Si lo que se desea es obtener la distancia en el elipsoide, distancia geodésica (DG) de una distancia obtenida por coordenadas UTM, se divide la distancia en el plano (cartesiana 2D), por el factor de escala obtenido, dado que se obtiene a partir de datos cartográficos se denomina distancia geodésica calculada (DGC).

$$DGC = DCUTM / KD$$

- Si no se dispone de un software para determinar el valor de K en el punto considerado, se puede utilizar la siguiente fórmula, con la que se obtiene un valor muy aproximado, conociendo el valor de la coordenada E (X):

$$K = 0,9996 + 1,236 (E - 500.000)^2 \cdot 10^{-14}$$

Para el **Sistema de Coordenadas Planas UTM (CUTM)**, por convención se adoptan los siguientes parámetros:

- **Coordenada Este (E) o (X):** para evitar valores negativos, se asigna el valor 500.000 m a los puntos del MC de la zona.
- **Coordenada Norte (N) o (Y):**
 - En el Hemisferio Norte se le asigna 0 m para puntos en el ecuador y crece hacia el norte.
 - En el hemisferio Sur se le asigna 10.000.000 m para el ecuador y decrece hacia el sur.

- **Falso Origen:** es el lugar donde se sitúa el origen del sistema, intersección del ecuador con el MC

- **Para el Hemisferio Norte:**

N (Y): 0 m

E (X): 500.000 m

- **Para el Hemisferio Sur:**

N (Y): 10.000.000 m

E (X): 500.000 m

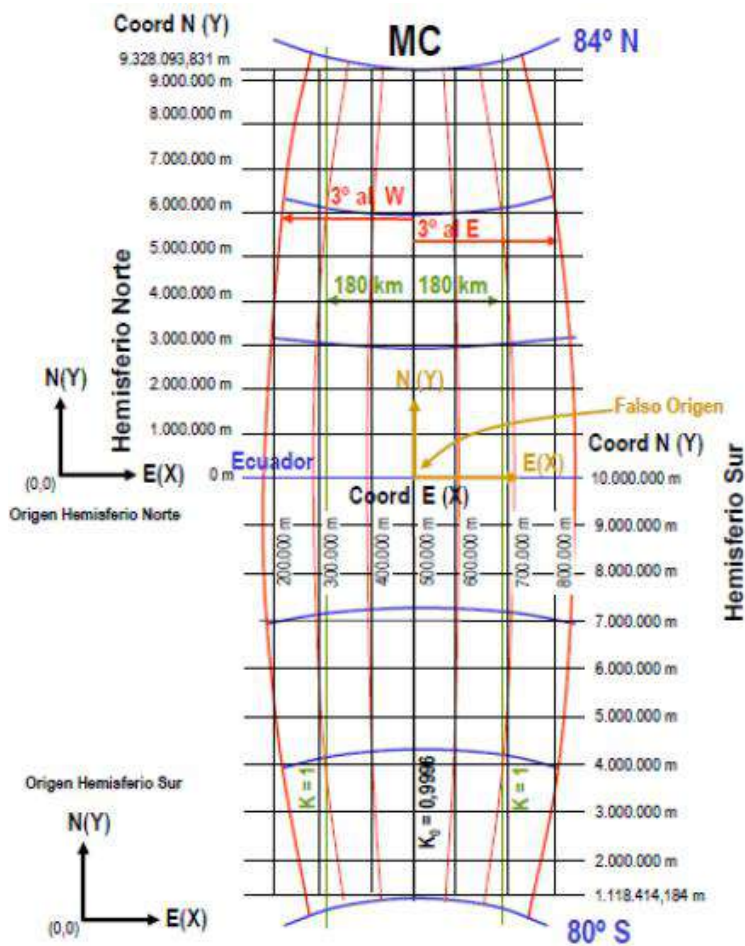


Figura N° 16 Detalle de parámetros para una zona UTM cualquiera
 Fuente: La proyección UTM, Geodesia Modulo I, Miguel Ángel Vera

Un aspecto muy importante para el correcto manejo de coordenadas planas UTM, es definir claramente el Sistema Geodésico de Referencia que se emplea, en Bolivia coexisten dos sistemas geodésicos y la cartografía base del país a escala 1:50.000 y 1:250.000, generada por el IGM que se encuentra en el Sistema Geodésico de Referencia Local PSAD56 mientras que la red geodésica de control horizontal, implementada y mantenida por el IGM, denominada MARGEN (Marco de Referencia Geodésico Nacional), vinculado a la red continental SIRGAS (Sistema de Referencia Geocéntrico de las Américas) ,es el Sistema

Geodésico de Referencia GRS80, en realidad es un sistema vinculado al marco internacional ITRF (Marco de Referencia Terrestre Internacional), pero dado que WGS84 es el sistema geodésico directo de las coordenadas obtenidas con GPS y actualmente el más empleado, donde las diferencias entre ambos son despreciables en términos prácticos, asumimos que MARGEN, SIRGAS, ITRF, GRS80 y WGS84 son equivalentes, por lo tanto un mismo punto sobre la superficie terrestre tendrá diferentes coordenadas geodésicas curvilíneas de latitud y longitud sea en PSAD 56 o en WGS84, ya que los parámetros de los elipsoides empleados son diferentes, y la ubicación de los centros de los sistemas no son los mismos, por lo tanto tendrá diferentes coordenadas planas UTM, difieren en coordenadas aproximadamente unos 400 metros, y por lo tanto se debe tener mucho cuidado de no confundir unas con otras, porque sería una equivocación grave en cualquier proyecto, tanto en la georeferenciación de un levantamiento topográfico como en la implementación de un Sistema de Información Geográfica. **(Fuente: M. M. A., 2012)**

2.3.3. Proyección Local Transversal de Mercator (LTM)

La proyección Local Transversal de Mercator (LTM), corresponde a un sistema cilíndrico transversal conforme tangente, pero con parámetros particulares que la individualizan y que permiten mediante la manipulación del ancho de huso y factor de escala, incrementar la precisión en la representación de los elementos. Originalmente fue concebida como una herramienta de apoyo a los proyectos de ingeniería donde debe representarse el terreno con gran precisión, busca cubrir las necesidades cartográficas de proyección conforme de alta precisión para proyectos de ingeniería.

Para la definición de esta proyección se establece un ancho de uso de 1° de longitud, donde el cálculo del factor de escala para el Meridiano Central Local (*KMCL*), se la obtiene a partir del factor de altura (*Kh*), para el cálculo del factor de altura se utiliza la fórmula general el cual se encuentra en función a la Altura Elipsoidal Media del área de trabajo y del Radio Medio de curvatura con estos valores se obtiene un valor de factor de altura, cuando la altura elipsoidal media sea igual a cero será $Kh=1$, por tanto el cilindro y el elipsoide son tangentes, a medida que el valor de la altura elipsoidal media sea mayor a 1 el $Kh > 1$ el cilindro se va alejando del elipsoide de tal forma que el plano de proyección llegue a la superficie terrestre.

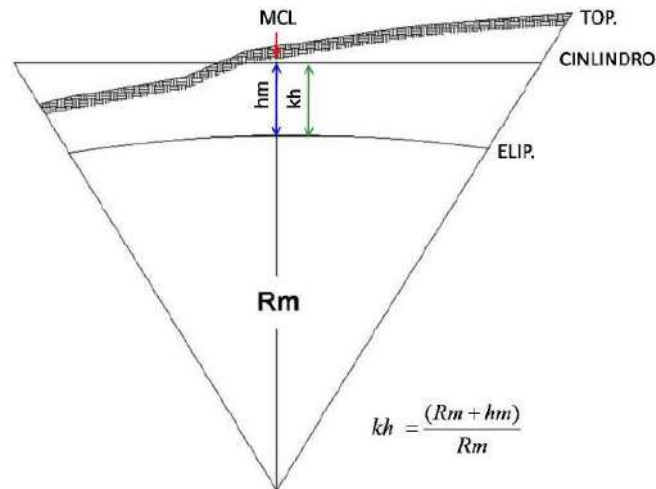


Figura N° 17 Plano PTL. Fórmula del factor de elevación
Fuente: <http://www.mundogeo.com> – adopción de la proyección LTM en Chile

Para la definición de esta proyección LTM se establece una precisión del meridiano central 1/200000, es decir $K_0 = 0,999995$, y ya que las líneas de secancia se encuentran muy cerca del meridiano central se determina un ancho de huso de 1° , en cuyos bordes existirá una precisión mínima de 1/30000.

Con el objetivo de minimizar las deformaciones de las distancias, se hace un cambio al L.T.M. se hace pasar el cilindro T.M. a la altura media del proyecto, de tal forma que la diferencia entre las distancias horizontales y proyectadas estén en tolerancia, de esa manera los planos representaran la realidad métrica del proyecto, es decir el plano L.T.M. se conserva en un plano topográfico local (PTL).

La ventaja de esta proyección cartográfica modificada, reside en que se soluciona rigurosamente el problema de la tolerancia planimétrica requerida para los proyectos de ingeniería y el problema de inconsistencias de coordenadas entre proyectos vecinos.

Lo anterior sumado a su georeferenciación a la Red geodésica MARGEN GPS/GNSS del Instituto Geográfico Militar (IGM), referida al sistema SIRGAS, se traduce en un Sistema preciso, que mantiene la coherencia entre las coordenadas de proyecto y las de terreno.

2.3.3.1. Proyección LTM y Planos Topográficos Locales (PTL)

La forma de relacionar coordenadas sobre el elipsoide, el plano de proyección y posteriormente el terreno, implica arduas labores de cálculo y con esto la posibilidad cierta

de cometer errores de distinto tipo haciendo aún más complicada la racionalización del espacio por medio de cartografía. Como una forma de solucionar la discrepancia existente entre mediciones en terreno y cartografía sobre un plano de proyección, se utiliza una proyección LTM tal que el plano de proyección sea coincidente con el terreno. Para esto, se debe considerar un cilindro que pase por el terreno topográfico constituyendo así un Plano Topográfico Local (PTL).

Puede determinarse un valor Kh relacionado con la altura del terreno sobre el elipsoide (cercana a la altura sobre el nivel del mar), de modo que implique tangencia con un punto del terreno. De esta forma se obtiene para ese punto la directa relación terreno-plano de proyección facilitando así el transporte de coordenadas y las labores de replanteo.

$$Kh = \frac{(Rm + hm)}{Rm}$$

Donde:

Kh =Factor de Altura del plano Topográfico Local.

Rm =Radio Medio de curvatura

hm =altura elipsoidal

La fórmula señala el factor de escala del meridiano central para un proyecto cualquiera que permite que el cilindro sea tangente al terreno (en desmedro de la relación de secancia o tangencia entre el plano de proyección y el elipsoide de referencia).

Para efectos prácticos, los proyectos topográficos suelen utilizar diversos planos topográficos locales determinados según la inexactitud que provoca las diferencias de alturas observadas en el terreno.

Un sistema de coordenadas PTL corresponde a un sistema de coordenadas topográficas de carácter local concebido para representar pequeñas extensiones de terreno. Al ser una versión de la proyección TM corresponde a un Sistema de Proyección Local cuyo origen corresponde a coordenadas geodésicas, lo que se traduce en:

- ❖ Posición: dada por las coordenadas geodésicas del origen del sistema rectangular (X, Y) local.
- ❖ Orientación: Dada por un azimut de cuadrícula del eje "Y" del sistema local.
- ❖ Altura del plano de referencia: Dada por la altura elipsoidal media del plano de referencia.

Falso Norte (Y)

Para el valor del Falso Norte se toma en cuenta el valor del arco meridiano tomando los valores de latitud de 0° a 90° que es igual a 10001965,730 m.

Por esto, se asigna un valor de 10001965,730 m. en el sistema WGS-84 como origen de las coordenadas Norte para el hemisferio Sur y de 0 metros para el hemisferio Norte, lo que radica en la imposibilidad de existencia de coordenadas negativas.

Falso Este (X)

Como una forma de evitar la existencia de valores negativos en las coordenadas proyectadas, se recurre a asignar un valor para el meridiano de origen, tal que sea mayor que la máxima extensión posible en sentido Este-Oeste (1° de desarrollo longitudinal en el ecuador corresponde a unos 111 Km.), de esta forma y para cubrir una posible extensión del huso más allá de 1° se opta por asignar un valor de **200000** m.

Este sistema de proyección LTM se le impone parámetros que permitan minimizar la diferencia de ángulos y distancias medidas en terreno y las cantidades obtenidas en un sistema plano LTM para áreas reducidas. Utilizada en el marco de proyectos de ingeniería.

Al igual que en todas las proyecciones derivadas del desarrollo Transversal de Mercator, se mantienen los algoritmos de transformación, donde la variación es el factor de escala y los valores del Falso Este y el Falso Norte.

2.3.3.2. Deducción de Formulas

Transformación de coordenadas Geodésicas a Coordenadas PTL

La superficie de un elipsoide no puede ser extendido a un plano sin que exista distorsión, el problema que se plantea se reduce a representar la superficie del elipsoide sobre un plano de proyección utilizando leyes matemáticas, esta se expresa en forma general por las siguientes ecuaciones:

$$x = f_1(\varphi, \lambda) \dots (1)$$

$$y = f_2(\varphi, \lambda) \dots (2)$$

En estas ecuaciones:

X = coordenadas x del plano de proyección

y = coordenadas y del plano de proyección

φ = latitud geodésica

λ = longitud geodésica

Las coordenadas x, y dan la posición de un punto sobre el plano de proyección; f_1, f_2 son funciones matemáticas con respecto a la latitud y longitud.

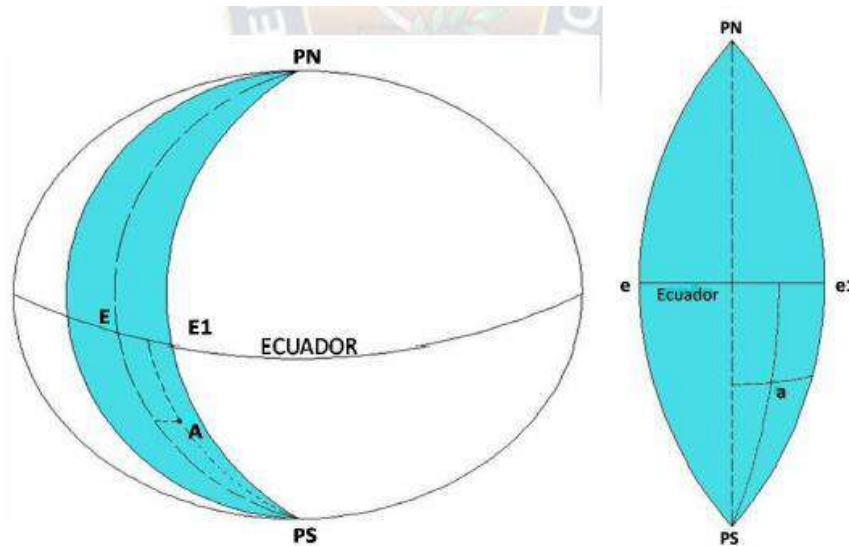


Figura N° 18 Zona de proyección

Fuente: <http://www.mundogeo.com> – adopción de la proyección LTM en Chile

En la figura 18 se observa el punto “A” sobre el elipsoide en coordenadas geodésicas, el punto “a” es la representación sobre el plano de proyección en coordenadas x, y .

A partir de las fórmulas 1 y 2, el problema consiste en determinar las funciones f_1 y f_2 , las condiciones iniciales para la obtención de estas funciones son:

- ❖ Conformidad de la proyección
- ❖ Elección de las zonas y de los ejes de coordenadas X, Y .
- ❖ Representación del meridiano central local (MCL) y del Ecuador mediante líneas rectas sobre el plano de proyección
- ❖ El meridiano axial del elipsoide se representa sobre el plano mediante una recta que representa el eje Y , por tanto, $X=0$ y $A=0$.
- ❖ Para los puntos del meridiano axial las coordenadas Y deben ser iguales a los correspondientes a los arcos Y a partir del Ecuador al punto dado con su latitud.
- ❖ Cálculo del valor del factor de escala en el MCL y el plano PTL.

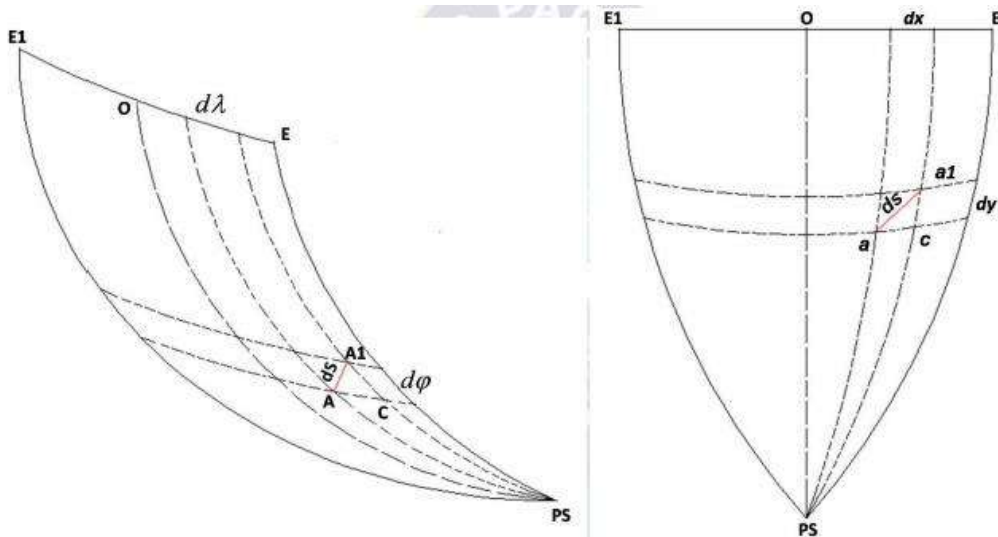


Figura N° 19 Distancia en proyección del elipsoide
 Fuente: <http://www.mundogeo.com> – adopción de la proyección LTM en Chile

En la figura 19:

- PS-O Meridiano Axial
- E-E1 Línea del Ecuador del elipsoide
- M Arco de meridiano del ecuador al punto A (ver Figura N°19)

El punto "A" está dado por las coordenadas geodésicas latitud y longitud, el punto "A1" está situado a una distancia infinitamente pequeña y en una dirección arbitraria del punto "A", las coordenadas del punto "A1" serán iguales a:

$$A1 \begin{cases} \varphi + d\varphi \\ \lambda + d\lambda \end{cases}$$

Se construye el triángulo auxiliar A-A1-C

- A1 – C = $Md\varphi$ = arco de meridiano
- A – C = $N (\cos \varphi)d\lambda$ = arco de paralelo
- A – A1 = dS = Es la distancia entre ambos puntos

$$dS = \sqrt{(Md\varphi)^2 + (N * \cos\varphi * d\lambda)^2} \dots (3)$$

$$dS = N * \cos \varphi * \sqrt{(d\lambda)^2 + \left(\frac{M}{N * \cos \varphi} d\varphi\right)^2} \dots (4)$$

Realizando el cambio de variable:

$$\frac{M}{N * \cos \varphi} d\varphi = dq \dots (5)$$

$$d\lambda = dl \quad \dots (6)$$

Reemplazando las ecuaciones 5 y 6 en 4 se tiene:

$$dS = N * \cos \varphi * \sqrt{(dl)^2 + (dq)^2} \quad \dots (7)$$

En la figura 19:

O-PS eje y, es la representación del meridiano Axial elipsoidal sobre el plano de proyección.
 E-E1 eje x, es la representación de la línea del Ecuador elipsoidal sobre el plano de proyección.

m= distancia proyectada en el plano de proyección, del ecuador al punto "a".

Ambos ejes son perpendiculares entre sí, sea punto "a" dado por las coordenadas x, y, la representación del punto "A" y el punto "a1" se encuentra a una distancia infinitamente pequeña del punto "a" y a la vez es correspondiente al punto "A1" y sus coordenadas están dadas por:

$$a1 \begin{cases} x + dx \\ y + dy \end{cases}$$

Se construye el triángulo auxiliar a-a1-c

a1 - c = dy = distancia sobre el plano de proyección

a - c = dx = distancia sobre el plano de proyección

a - a1 = ds= Es la distancia entre ambos puntos.

$$dS = \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} \quad \dots (8)$$

Considerando la escala de representación (kr) se tiene:

$$kr = \frac{ds}{dS} \quad \dots (9)$$

$$kr = \frac{\sqrt{(dx)^2 + (dy)^2}}{N * \cos \varphi * \sqrt{(dl)^2 + (dq)^2}} \quad \dots (10)$$

$$kr^2 = \frac{(dx+idy)(dx-idy)}{N^2 * \cos^2 \varphi (dl+idq)(dl-idq)} \quad \dots (11)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

Para proporcionarle conformidad a la representación, la escala kr en todas las direcciones debe ser la misma y a la vez depender solo de las coordenadas de dicho punto y no de la dirección y la distancia (ds). Por tanto, la forma de la función que determina la dependencia entre las coordenadas situadas sobre el plano y las coordenadas situadas sobre el elipsoide dado por la fórmula 11, dx/dy o dq/dl , estos determinan la dirección de la distancia dS o ds .

Teóricamente una función de variable compleja se demuestra que:

$L + iQ$ sea una función analítica de variable compleja $f(l + iq)$

$L + iQ = f(l + iq)$ cuando sea $\frac{d(L+iq)}{d(l+iq)}$ y no dependa $\frac{dp}{dq}$

Por tanto, la ecuación (11) se la escribe de la siguiente manera:

$$kr^2 = \frac{d(x+iy)*d(x-iy)}{N^2*\cos^2\varphi d(l+iq)d(l-iq)} \dots (11)$$

Utilizando el teorema anterior se tiene:

$$x + iy = f(l + iq) \dots (12)$$

$$\frac{d(x+iy)}{d(l+iq)} = f'(l + iq) \dots (13)$$

Cambiando $+i$ por $-i$ se tiene:

$$x - iy = f(l - iq) \dots (14)$$

$$\frac{d(x-iy)}{d(l-iq)} = f'(l - iq) \dots (15)$$

Reemplazando las fórmulas 13 y 15 en la fórmula 11 se tiene:

$$kr^2 = \frac{1}{N^2*\cos^2\varphi} * f'(l + iq) * f'(l - iq) \dots (16)$$

Las derivadas $f(l+iq)$ y $f(l-iq)$ con las condiciones de las fórmulas 12 y 14 dependen solamente de x , y o q , l pero no dependen de sus diferenciales, por tanto las expresiones 11 y 16 tampoco dependen de las diferenciales.

La fórmula 12 le proporciona conformidad a la representación para cualquier forma arbitraria de la función analítica f .

Representación del eje Y sobre el meridiano axial del elipsoide, se la representa mediante una recta donde:

Para el eje x

$$I = \lambda = 0$$

$$X_0 = 0$$

Y para el eje y

$$Y = S_\varphi = f(q)$$

De la fórmula 12:

$$x + iy = f(l + iq)$$

$$x + iy = f(\lambda + iq)$$

Se observará que para deducir la función de traspaso desde ambos planos complejos, habrá que determinar $f(\lambda + iq)$ según las condiciones iniciales requeridas por la proyección deseada e igualar posteriormente las partes real e imaginaria para obtener así las coordenadas reales de mapeo.

$$x = x(\lambda, q)$$

$$y = y(\lambda, q)$$

Lo que permite calcular coordenadas que se encuentren únicamente sobre el meridiano central.

Para generalizar esta solución a puntos que se encuentren fuera del meridiano central, donde el valor de la abscisa no será cero y el valor de la ordenada será diferente al del arco de meridiano del punto considerado. Se expande la función $x + iy = f(\lambda + iq)$ en torno al punto $z = iq$ según serie de Taylor, quedando

$$x + iy = f(\lambda + iq) = f(iq) + \lambda f'(iq) + \frac{\lambda^2}{2!} f''(iq) + \frac{\lambda^3}{3!} f'''(iq) + \dots \quad \dots (17)$$

Considerando la expresión:

$$f(iq) = iS_\varphi = if(q)$$

Diferenciando con respecto a "z", se obtiene.

$$\frac{d}{dz} f(iq) = \frac{d}{dz} [if(q)]$$

$$f'(iq) = \frac{d}{dq} [if(q)] \frac{dq}{dz}$$

Como:

$$\frac{dz}{dq} = i$$

$$f'(iq) = if'(q)$$

$$\frac{1}{i} = f'(q)$$

Donde:

$$f'(iq) \equiv \frac{d}{dz} f(iq)$$

$$f'(q) \equiv \frac{d}{dz} f(q)$$

Finalmente

Continuando con las derivadas de orden superior:

$$f''(iq) = -if''(q)$$

$$f'''(iq) = -f'''(q)$$

$$f^{iv}(iq) = -if^{iv}(q)$$

Reemplazando estos valores se obtiene:

$$x + iy = if(q) + \lambda f'(q) - \frac{\lambda^2}{2!} if''(q) - \frac{\lambda^3}{3!} f'''(q) + \frac{\lambda^4}{4!} if^{iv}(q) + \dots$$

Igualando las partes real e imaginaria, se obtiene:

$$iy = if(q) - \frac{\lambda^2}{2!} if''(q) + \frac{\lambda^4}{4!} if^{iv}(q) + \dots \quad \dots (18)$$

$$y = f(q) - \frac{\lambda^2}{2!} f''(q) + \frac{\lambda^4}{4!} f^{iv}(q) + \dots \quad \dots (19)$$

$$y = \lambda f(q) - \frac{\lambda^3}{3!} f'''(q) + \frac{\lambda^4}{5!} f^{(5)}(q) + \dots \quad \dots (20)$$

Donde las derivadas son:

$$f'(q) = N * \cos \varphi$$

$$f'' = \left[\frac{dN}{d\varphi} \cos \varphi - N * \operatorname{sen} \varphi \right] \frac{d\varphi}{dq} = -\frac{N}{2} \operatorname{sen} 2\varphi$$

Las derivadas de orden superior fueron calculadas por Thomas en 1952.

Reemplazando las derivadas en las funciones anteriores y operando, se obtiene:

$$x = \Delta \lambda * N \cos \varphi + \frac{(\Delta \lambda)^3}{6} * N \cos^3 \varphi (1 - \tan^2 \varphi + n^2) + \frac{(\Delta \lambda)^5}{120} * N \cos^5 \varphi (5 - 18 * \tan^2 \varphi + \tan^4 \varphi + 14n^2 - 58 \tan^2 \varphi * n^2)$$

$$y = S_\varphi + \frac{(\Delta \lambda)^2}{720} * N \cos^2 \varphi * \tan \varphi + \frac{(\Delta \lambda)^4}{24} * N \cos^4 \varphi * \tan \varphi (5 - \tan^2 \varphi + 9n^2 + 4n^4) + \frac{(\Delta \lambda)^6}{720} * N \cos^6 \varphi * \tan \varphi (61 - 58 \tan^2 \varphi + \tan^4 \varphi + 270 n^2 - 330 \tan^2 \varphi * n^2)$$

Como se observa, vienen en función del arco de meridiano, incremento de longitud a partir del meridiano central, latitud, radio de curvatura del primer vertical y el parámetro "n", función de la segunda excentricidad y de la latitud.

$$\frac{x}{N} = \Delta \lambda \cos \varphi + \frac{\Delta \lambda^3 * \cos^3 \varphi}{6} [1 - t^2 + n^2] + \frac{\Delta \lambda^5 * \cos^5 \varphi}{120} * [5 - 18t^2 + t^4 + 14n^2 - 58t^2 n^2 - 13n^4 - 64t^2 n^4 + 4n^6 - 24t^2 n^6] + \dots \quad \dots (21)$$

$$\frac{y}{N} = \frac{S_\varphi}{N} + \frac{\Delta \lambda^2 * \operatorname{sen} \varphi * \cos \varphi}{2} + \frac{\Delta \lambda^4 * \operatorname{sen} \varphi * \cos^3 \varphi}{24} [5 - t^2 + 9n^2 + 4n^4] \quad \dots (22)$$

$$t = \tan \varphi \quad \dots (23)$$

$$n^2 = e'^2 * \cos^2 \quad \dots (24)$$

$\Delta \lambda$ = diferencia de longitud en radianes

Las expresiones anteriormente desarrolladas pueden continuarse hasta sucesivos términos logrando así una exactitud mayor en la transformación., el tercer término asegura una precisión suficiente para la mayoría de los trabajos geodésicos.

Finalmente se tienen las siguientes fórmulas:

$$N = \frac{a}{\sqrt{1-e^2} \cdot \cos^2 \varphi} \quad \dots (25)$$

$$t^2 = \tan^2 \varphi \quad \dots (26)$$

$$n^2 = e'^2 \cdot \cos^2 \varphi \quad \dots (27)$$

$$A = (\lambda - \lambda_0) \cdot \cos \varphi \quad \dots (28)$$

$$S\varphi = a \left[\frac{\varphi \cdot \pi}{180^\circ} \left(1 - \frac{e^2}{4} - \frac{3e^4}{64} - \frac{5e^6}{256} - \dots \right) - \operatorname{sen}(2\varphi) \left(\frac{3e^2}{8} + \frac{3e^4}{32} + \frac{45e^6}{1024} + \dots \right) + \operatorname{sen}(4\varphi) \left(\frac{15e^4}{256} + \frac{45e^6}{1024} + \dots \right) - \operatorname{sen}(6\varphi) \left(\frac{35e^6}{3072} \right) \right] \quad \dots (29)$$

$$x = N \left[A + \frac{A^3}{6} (1 - t^2 + n^2) + \frac{A^5}{120} (5 - 18t^2 + t^4 + 72n^2 - 58e'^2) \right] \quad \dots (30)$$

$$y = \left\{ S\varphi + N \cdot \tan \varphi \left[\frac{A^2}{2} + \frac{A^4}{24} (5 - t^2 + 9n^2 + 4n^4) + \frac{A^6}{720} (61 - 58t^2 + t^4 + 600n^2 - 330e'^2) \right] \right\} \quad \dots (31)$$

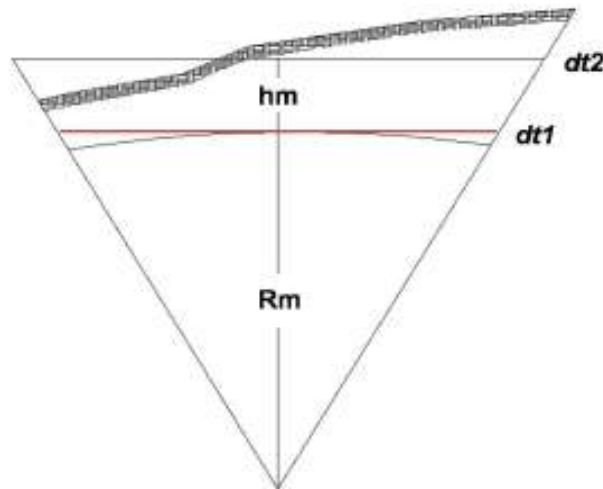


Figura N° 20 Plano PTL

Fuente: <http://www.mundogeo.com> – adopción de la proyección LTM en Chile

Donde:

hm = Altura Elipsoidal Media

Rm = Radio medio de curvatura

dt2 = Plano Topográfico cuando la altura elipsoidal media es mayor a 1

dt1 = Plano Topográfico Local cuando la altura elipsoidal media es igual a 0.

Cuando la altura es igual a cero, el plano de proyección será tangente al elipsoide dt1=1

$$\frac{dt1}{Rm} = \frac{dt2}{Rm + hm}$$

$$\frac{dt2}{dt1} = \frac{Rm + hm}{Rm}$$

$$\frac{dt2}{dt1} = kh$$

$$K_{MCL} = \frac{(Rm + hm)}{Rm}$$

El Kh es el factor de elevación que muestra la separación del Plano Topográfico Local y finalmente este valor pasa a ser el factor de escala para el Mediano Central Local K_{MCL} .

$$K_{MCL} = \frac{(Rm+hm)}{Rm} \dots (32)$$

Las coordenadas finales son:

$$XL = 200000 \text{ m.} + K_{MCL} x \dots (33)$$

$$YL = 10001965.730 \text{ m.} + K_{MCL} y \dots (34)$$

Estos valores adoptados hacen referencia:

x = Distancia de separación entre el punto y el MCL.

y = Distancia de separación entre el punto y la línea del ecuador.

XL = Coordenadas X Local

YL = Coordenadas Y Local

K_{MCL} = Factor de escala para MCL.

200000 m. el valor del falso Este.

El valor de la longitud de arco meridiano en el elipsoide, tomando valores de 0° a 90° de latitud será de 10001965.730 m, para una altura elipsoidal=0 el plano de proyección será tangente sobre la línea del MCL el factor de escala será k=1 por tanto la distancia máxima sobre la zona de proyección será el Falso Norte=10001965.730 m.

(Fuente: Torge, Wolfgrang; 1983, Geodesia-Introducción, Editorial DIANA S.A, Traducido por: Gualterio Luthe Garcia, Mexico-Tlacoquemecatl , pág. 202-215)

2.3.3. Factor Combinado

El factor combinado es el producto del Factor de Escala y el Factor de Elevación. Dicho factor permite obtener la distancia de cuadrícula UTM en base a la distancia reducida al horizonte la cual es medida en el terreno. Es posible trabajar en campo aplicando este factor en estaciones totales obteniendo así un levantamiento con coordenadas proyectadas.

(Fuente: Asín, 1983)

$$F_c = \frac{k}{k_e}$$

Donde:

k = Factor de escala

k_e = Factor de elevación

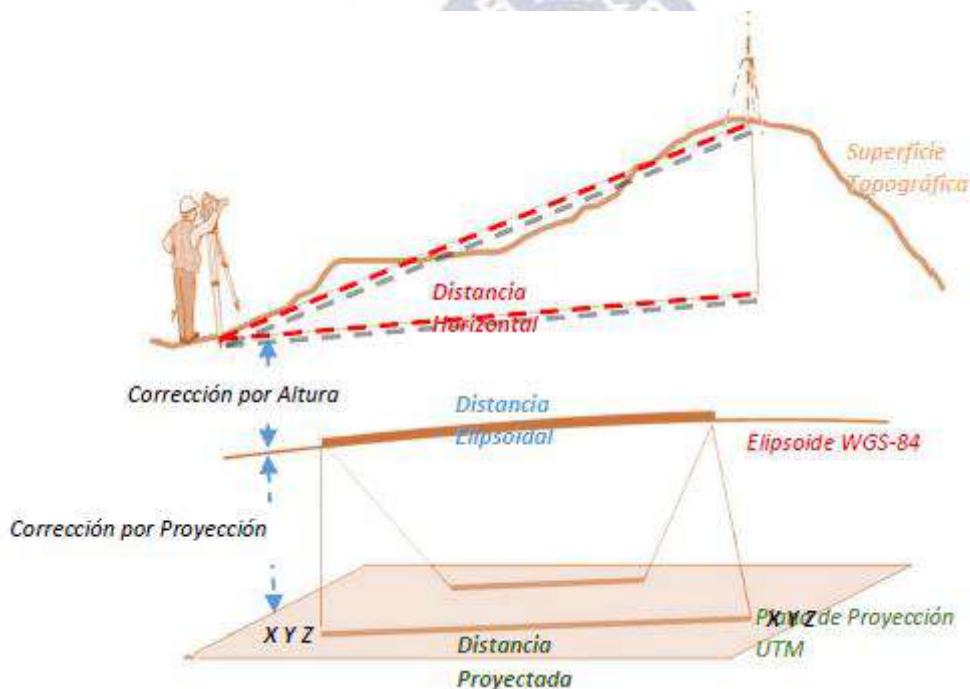


Figura N° 21 Vista de corrección por altura y proyección
Fuente: Propia

2.3.4. Factor de Escala

Por definición el Factor de Escala está dado por la relación Proyección/Realidad; esta razón nos indica si el punto objeto del cálculo tiene una magnificación positiva o negativa, por tanto nos indica su estado en la proyección cartográfica de tal modo que se debe tener muy claro que corresponde aplicar el inverso del mismo para llevar el arco reducido al nivel medio del mar a la Proyección UTM. Para la reducción de la distancia horizontal al Geoid

(n. m. m.) utiliza el Radio Medio de la Tierra (RM), con lo cual se está asumiendo que la Tierra es esférica. (Asín, 1983)

$$k = k_0 \left[1 + \frac{(\Delta\lambda'')^2}{2} \cos^2 \varphi \operatorname{sen} 1'' (1 + n^2) + \frac{(\Delta\lambda'')^4}{24} \cos^4 \varphi \operatorname{sen}^2 1'' \right]$$

Donde:

$$n^2 = e'^2 \cos \varphi$$

$$k_0 = 0.9996$$

2.3.5. Factor de Elevación

Según (Asín, 1983), el cálculo del Factor de elevación (k_e) es calculada a partir de la siguiente fórmula:

$$k_e = \frac{R_M}{R_M + \left(\frac{h_A + h_B}{2} \right)}$$

Donde:

R_M = (Radio medio de curvatura, donde los argumentos variables son la latitud y los parámetros del elipsoide respectivamente)

h = Altura msnm.

CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

3.1. Tipo de Investigación

En el presente proyecto se utilizó un enfoque Descriptivo, de tal manera que permita interpretar de manera real y concreta el objeto de estudio, basada en las características y lineamientos predominantes para realizar el proyecto de implementación del Plano Topográfico Local.

Asimismo, se aplicará una modalidad de investigación de Proyecto Factible, ya que se busca una solución a un problema de tipo práctico, que comprenderá el diseño y la construcción de un modelo más eficiente de medición en la superficie topográfica y el plano topográfico, la misma que será implementada para todo el proyecto.

3.2. Técnicas de Recolección de Datos

Las técnicas a utilizar en la recolección de datos de campo se dividirán en tres etapas, que se describen a continuación:

- Para la densificación de los puntos mediante observaciones GNSS, se utilizará la metodología de posicionamiento Estático-Diferencial, para lo cual uno o dos receptores deben estar en puntos de datos conocidos (Base), y los otros en los puntos de datos por conocer (Rovers), por ser el más recomendable para minimizar los errores sistemáticos, para la georeferenciación de los vértices se emplearán seis georeceptores para el posicionamiento simultáneo, con sesiones de dos a tres horas aproximadamente, e intervalos de recepción de datos de 15 seg., geometría de los satélites GDOP y PDOP menor a 4 durante la sesión, garantizando la simultaneidad de las observaciones.

- Para la recolección de datos de las poligonales abiertas de enlace con control de cierre azimutal y lineal, se utilizará 1 estación total SOKKIA DX 105 ac, la recolección de datos se hará mediante el método de repetición (2 series), para la primera serie desde la cada estación se impondrá con un ángulo $0^{\circ}0'0''$ al punto atrás y se visualizará hacia el punto delante, tomado datos del ángulo horizontal y distancia horizontal, en posición directa e inversa, para la segunda serie desde la misma estación se impondrá un ángulo de $90^{\circ}0'0''$, realizando el mismo procedimiento descrito anteriormente, se realizará el mismo procedimiento para cada vértice que comprendan las poligonales abiertas de enlace.

- Para la recolección de datos para el control vertical se realizara La nivelación geométrica utilizando 2 niveles de ingeniero digitales marca LEICA SPRINTER 150 Y 250 m, se utilizara la metodología de ida y vuelta, y circuitos de nivelación cerrada bajo los parámetro o tolerancia $\pm 4mm \sqrt{K}$, donde K = distancia expresada en Km, (Primer Orden Geodésico). El nivel digital toma lecturas con solo apuntar a la mira con código de barras y presionando un botón automáticamente se visualiza en la pantalla las lecturas de altura de la mira registrándose dichos datos en el mismo equipo, con este procedimiento se minimizan los errores de apreciación en las lecturas garantizando de esta manera la correcta obtención de datos.

3.3. Técnicas de Procesamiento de Datos

Las técnicas a utilizar en el procesamiento de datos serán las siguientes:

- Para la obtención de los puntos georeferenciados se realizará la descarga de los datos brutos obtenidos en campo de todas las sesiones realizadas con los Georeceptores con el programa Leica Geo Office.

- Posteriormente se realizará el proceso de líneas base con el mismo software Leica Geo Office 8.4 (LGO), las líneas bases de los puntos geodésicos densificados, deberán ser procesados aplicando estrategias de ajustes pertenecientes a los parámetros propios de la Geodesia y siguiendo los procedimientos adecuados en el software para obtener el producto final que serán las coordenadas Geodésicas y UTM.

- Para obtención de las alturas para el control vertical, realizar la transferencia de datos de los Niveles de Ingeniero Leica SPRINTER 150 y 250M, mediante el programa SPRINTER DATA LOADER, en formato *.xls (Tabla de Excel), como el cálculo de la nivelación es un proceso sencillo se lo procesara en hojas de Excel, empleando algunos macros que después de verificar los errores de cierre se calcularan las cotas para cada vértice de la RED GNSS.

- Realizada el trabajo de ajuste de los vértices la densificación de los vértices y el ajuste de la nivelación, se obtendrán las coordenadas y cotas niveladas para cada vértice, posteriormente se realizará el cálculo del Plano Topográfico Local (PTL), de todos los

puntos densificados del proyecto, bajo los métodos y procedimientos descritas en el capítulo del marco teórico.

- Teniendo el Plano Topográfico Local transformando, se procederá a realizar el ajuste y compensación de las poligonales de enlace, se crearán hojas de cálculo Excel con macros que ayuden al cálculo y verificación de los cierres azimutales y lineales, obteniendo de esa manera las coordenadas de las poligonales de enlace.



CAPITULO IV

MARCO PRÁCTICO

4.1. TRABAJO DE CAMPO

4.1.1. Planeamiento

La planificación es la primera etapa del proyecto, donde se desarrolla la organización y los trabajos previos para el desarrollo del proyecto.

Recopilación de información

La primera actividad que se realizó para la determinación de puntos en predios de la Planta Llipi COMIBOL (ahora YLB CORPORACION), fue la recopilación de toda la información necesaria que permitió conocer las características del terreno y la delimitación del área de trabajo. (ver tabla N° 1 y figura N° 1)

La información consistió básicamente en obtener coordenadas aproximadas (E, N), del proyecto con el propósito de planificar rutas y tiempos para la ubicación de los puntos, se utilizó la siguiente información:

Con la imagen captada de Google Earth, se puede determinar aproximadamente el área de trabajo al mismo tiempo con la información proporcionada por la COMIBOL, se puede determinar los alcances de proyecto, principalmente delimitar el área para la construcción de redes de bombeo y pozos de producción que alimentaran con materia prima en el proyecto.

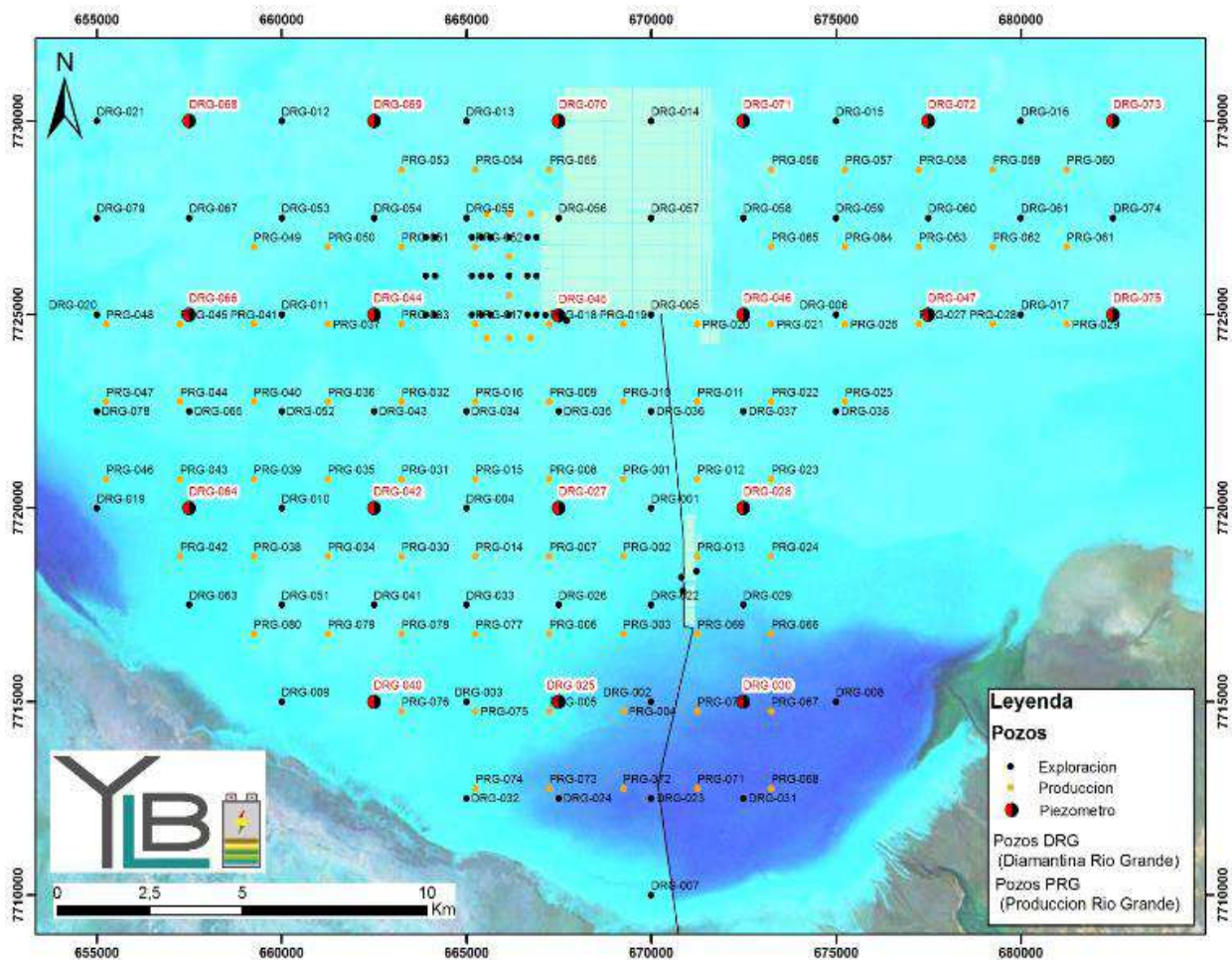


Figura N° 22 Plano Pozos de Producción
Fuente: Propia

Con el plano proporcionado por la unidad de Geología, se delimitará el área total del proyecto porque se debió abarcar todas las redes de bombeo y los pozos de producción.

Estos planos ayudaron a delimitar el área de trabajo para establecer los puntos GNSS que fueron densificados para el proyecto, y posterior implementación del PTL.

Puntos de enlace de control horizontal

Con la recopilación de información obtenida se identifica y obtiene las coordenadas de los puntos que servirán de enlace y cierre para la densificación de los puntos GNSS que se observará.

Estos puntos deben pertenecer a la Red de puntos IGM, distribuidos a lo largo y ancho del territorio nacional los cuales están materializados por mojones de hormigón en cuya parte

superior lleva una placa de bronce anclada al mojón en la que está grabado las características que identifican al punto.

La Red Geodésica deberá tomar en cuenta la base de datos del IGM (estaciones activas), cuyas precisiones son vigentes, en caso de localizarse mojones de otros proyectos o redes cuya ubicación reúna las características establecidas se debe planificar su utilización a fin de evitar la proliferación de mojones que puedan confundir.

Se ubicaron las siguientes estaciones para realizar la densificación de los vértices a implementar, las características de las estaciones se describen a continuación:

Estación	Información de la estación	
TPZA	Ubicación	Tupiza - Potosí
	Latitud	21° 26' 53.34441" S
	Longitud	65° 43' 47.80305" W
	Alt. Elipsoidal (m)	3050.6992
	Alt. Geométrica (m. SNM.)	3007.7346
	Sist. De referencia	WGS – 84 (Sist. de Referencia Global)
	Marco de Referencia	Red MARGEN – SIRGAS
	Época	Marzo - 10

Tabla N° 7 Descripción Estación TPZA
Fuente: IGM Bolivia

También se encontraron puntos cercanos al proyecto, dichos puntos son perteneciente al Servicio Nacional de Aerofotogrametría y utilizado en el proyecto de Línea de Transmisión Anillo Energético del Sur, cuya distancia es menor para realizar el enlace al proyecto.

Estación	Información de la estación	
PC-01	Ubicación	San Cristóbal - Potosí
	Latitud	21° 08' 11.79399" S
	Longitud	67° 09' 24.52938" W
	Alt. Elipsoidal (m)	3818.692
	Alt. Geométrica (m. SNM.)	3776.110
	Sist. De referencia	WGS – 84 (Sist. de Referencia Global)
	Marco de Referencia	Red MARGEN – SIRGAS
	Época	Agosto - 13

Tabla N° 8 Descripción Estación PC-01
Fuente: SNA Bolivia

Estación	Información de la estación	
SN-CR	Ubicación	San Cristóbal - Potosí
	Latitud	21° 09' 21.23476" S
	Longitud	67° 09' 56.10360" W
	Alt. Elipsoidal (m)	3794.171
	Alt. Geométrica (m. SNM.)	3751.574
	Sist. De referencia	WGS – 84 (Sist. de Referencia Global)
	Marco de Referencia	Red MARGEN – SIRGAS
	Época	Agosto - 13

Tabla N° 9 Descripción Estación SN-CR
 Fuente: SNA Bolivia

Las monografías de los puntos anteriormente descritos se detallan en el ANEXO A.

Punto Base de Control Vertical

El control vertical se refiere a los bancos de nivel con cota geométrica de la Red IGM (Nivelación de precisión), que están distribuidos a lo largo y ancho del país.

Datos del BM utilizado en el Control Vertical

Desc.	Datum Vertical	Ubicación	Alt. Nivelada m.
X - 36	Arica (Chile)	LINEA "X" UYUNI JULACA	3666.9556

Tabla N° 10 Descripción control vertical X-36
 Fuente: IGM Bolivia

4.1.2. Control Horizontal

4.1.2.1. Personal, Equipo, Transporte y Comunicaciones

El personal que intervino en el trabajo de campo, los equipos, el transporte y comunicación en la densificación de los puntos GNSS se describe en el siguiente cuadro.

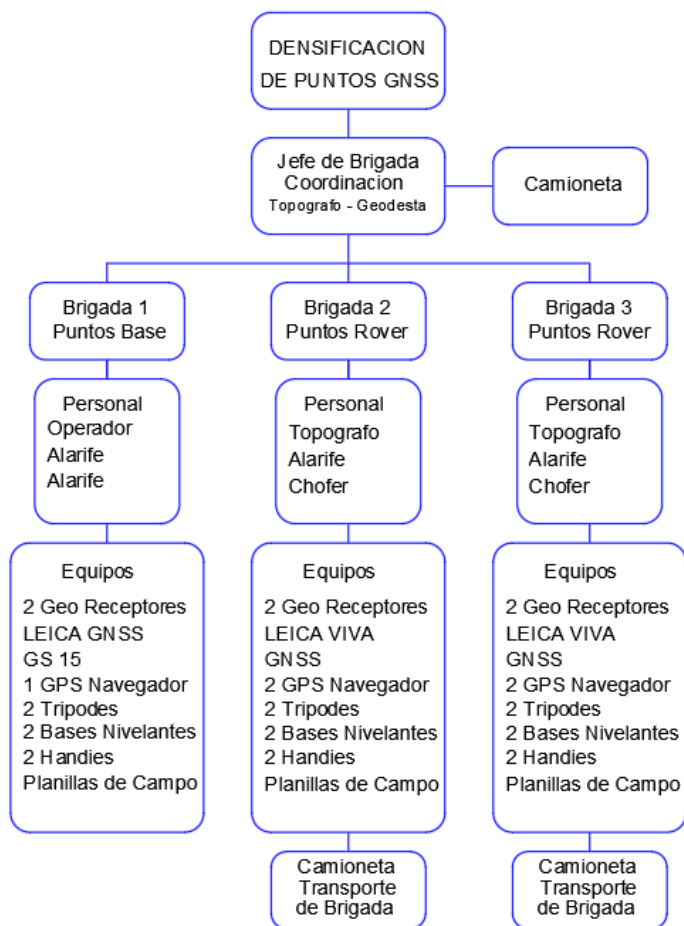


Figura N° 23 Organigrama Brigadas de Densificación de puntos GNSS
 Fuente: Propia

Descripción y características de los equipos utilizados para la observación.

Equipos Georeceptores LEICA VIVA GS 15

Mediciones	
Tecnología GNSS	<ul style="list-style-type: none"> • Motor de Mediciones Avanzado • Mediciones resistentes anti-bloqueo • Apertura de pulso de precisión para el corredor de multipath para medidas de pseudorange • Excelente seguimiento en bajas elevaciones • Ruido muy bajo en las medidas de fase de la portadora GNSS con <0.5 mm de precisión • Tiempo de adquisición mínimo
No. de canales	120 canales
Satélites seguidos simultáneamente	Hasta 60 Satélites simultáneamente en dos frecuencias
Señales Satelitales Seguidas	Seguidas • GPS: L1, L2, L2C, L5 • GLONASS: L1, L2 • Galileo (Test): GIOVE-A, GIOVE-B

	<ul style="list-style-type: none"> • Galileo: E1, E5a, E5b, Alt-BOC • Compass1 • SBAS: WAAS, EGNOS, GAGAN, MSAS
Mediciones GNSS	<p>Mediciones de código y fase independientes en todas las frecuencias</p> <ul style="list-style-type: none"> • GPS: fase de la portadora en toda la longitud de onda, Código (C/A, P, C Code) • GLONASS: fase de la portadora en toda la longitud de onda, Código (C/A, P narrow Code) • Galileo: fase de la portadora en toda la longitud de onda, Código
Tiempo de Readquisición	< 1 s
Precisión (emc) con Postproceso	
Estático (fase) con observaciones largas	<p>Horizontal: 3 mm + 0.5 ppm (emc)</p> <p>Vertical: 6 mm + 0.5 ppm (emc)</p>
Estático y estático rápido (fase)	<p>Horizontal: 5 mm + 0.5 ppm (emc)</p> <p>Vertical: 10 mm + 0.5 ppm (emc)</p>
Cinemático (fase)	<p>Horizontal: 10 mm + 1 ppm (emc)</p> <p>Vertical: 20 mm + 1 ppm (emc)</p>

Tabla N° 11 Características Receptor GNSS Leica Viva GS 15

Fuente: www.leica-geosystem.com



Fotografía N° 1 Equipo Geo receptor Leica Viva GS 15

Fuente: Propia

Emc Precisión de medición, en posicionamiento y en altura dependen de distintos factores incluyendo número de satélites, geometría, tiempo de observación, efemérides, condiciones ionosféricas, multipath, etc. Las condiciones presupuestas asumen condiciones de normales a favorables. Los tiempos no pueden ser presupuestos de forma exacta. Los tiempos están afectados de los mismos factores anteriormente citados. GPS y GLONASS puede incrementar el rendimiento y precisión hasta un 30% con relación a la señal solo GPS. Una constelación Galileo y GPS L5 incrementará el rendimiento y precisión.

Equipo Georeceptor LEICA VIVA GS 08 PLUS

Mediciones	
Tecnología GNSS	<ul style="list-style-type: none">• Tecnología Leica Smart Track:• Measurement engine avanzado• Medidas limpias de interferencias• Correlador de apertura de pulso multipath de gran precisión para medidas de pseudodistancia
No. de canales	120 canales
Seguimiento de Señales de Satélite	GPS: L1, L2, L2C (C/A, P, C Code) GLONASS: L1, L2 (C/A, P narrow Code)
Precisión y fiabilidad	
Modo Estático para post proceso	Horizontal: 3 mm + 0.5 ppm (rms) Vertical: 6 mm + 0.5 ppm (rms)
Fiabilidad	Mejor de 99.9% usando la tecnología Leica SmartCheck
Tiempo de inicialización	Típicamente 6 seg.

Tabla N° 12 Características Receptor GNSS Leica Viva GS 08 Plus

Fuente: www.leica-geosystem.com



Fotografía N° 2 Equipo Geo receptor Leica GS 08 PLUS

Fuente: Propia

El personal que intervino en el trabajo de campo de la observación de las poligonales abiertas de enlace se describe en el siguiente cuadro.

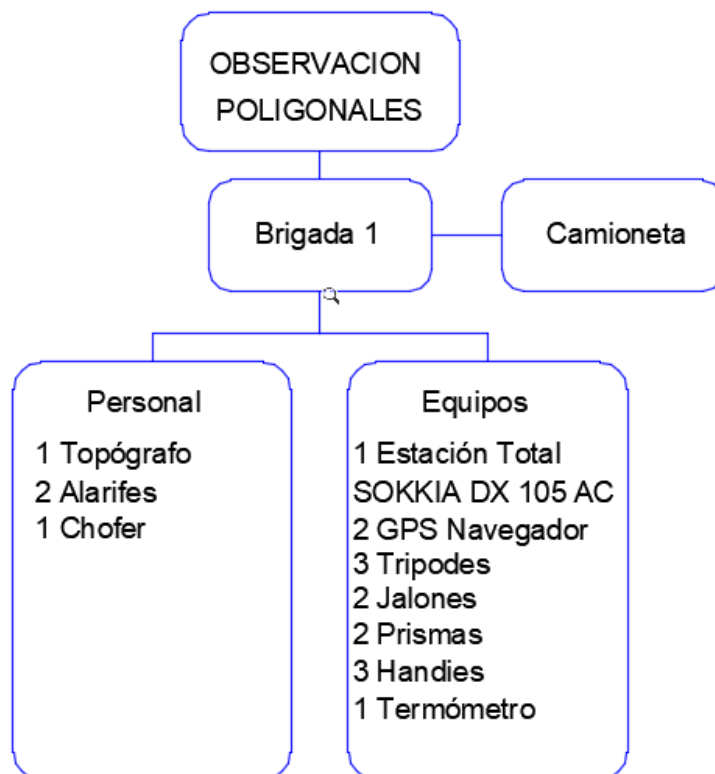


Figura N° 24 Organigrama Brigada de Observación de Poligonales
 Fuente: Propia

El equipo de Estación Total SOKKIA DX 105 ac, que se utilizó en el trabajo tiene las siguientes características:

Anteojó	
Amplificación	30x / 2.5"
Longitud	168 mm
Apertura	45 mm
Imagen	Directa
Resolución	1" / 5"
Campo de Visión	1° 30'
Enfoque mínimo	1.30 m.
Iluminación de retículo	5 niveles de brillo
Medición de ángulos	
Exactitud	1" / 5"
Compensador	Sensor de inclinación del líquido de doble eje, rango de trabajo +/-6'
Medición de distancias	
Precision	Sin reflector (2+2ppm x D) mm. Hoja reflectante (2+2ppm x D) mm. Prisma (1.5+2ppm x D) mm.

Tiempo de medición	Fino: 0.9s (inicial 1.5s) Rápido: 0.6s (inicial 1.3s) Rastreo: 0.3s (inicial 1.3s)
--------------------	--

Tabla N° 13 Características Estación Total Sokkia DX 105 ac
Fuente: www.topcon.co.jp



Fotografía N° 3 Equipo ET. Sokkia DX 105 AC
Fuente: Propia

4.1.2.2. Reconocimiento y Monumentación

En base a la planificación realizada antes de la ejecución del trabajo, inicialmente se realizaron visitas de reconocimiento para la ubicación de los vértices en toda el área de trabajo. La localización se efectuó con GPS Navegador, verificando posibles obstrucciones para las mediciones con los equipos geo receptores GNSS. Así mismo, se seleccionó áreas de fácil acceso, garantizando la sostenibilidad de los mojones y su uso posterior.

Para definir el diseño de los puntos a densificar del proyecto se realizó el reconocimiento de campo conjuntamente los profesionales encargados de las obras civiles, geólogos, eléctricos, procesos y otros para definir los alcances del proyecto para un futuro.



Fotografía N° 4 Reunión de reconocimiento
Fuente: Propia

Se realizó el recorrido por todos los límites del proyecto para así poder definir los puntos para la densificación GNSS, los cuales fueron ubicados estratégicamente para que abarque todo el proyecto, se recorrió desde el inicio de la Planta Llipi, a lo largo del terraplén que une la planta Llipi con las piscinas piloto, piscinas industriales, también se realizó el recorrido por los pozos de exploración de geología y las redes de bombeo.



Fotografía N° 5 Reconocimiento red de electricidad
Fuente: Propia

Con la información obtenida en el reconocimiento de campo acerca del alcance del proyecto se procedió a definir la ubicación de los puntos de control horizontal y vertical que se utilizarán para el enlace y cierre de los trabajos geodésicos y topográficos así mismo también la definición de áreas, ejes alternativos, levantamientos especiales que serán

implantados en el proyecto, de esa forma se procede a diseñar la ubicación de todos los puntos para la Densificación GNSS.

Se definieron un total de 28 puntos para la densificación GNSS, dichos vértices serán coincidentes en control horizontal y vertical, así mismo se densificaron dos nuevos puntos con observaciones de 8 horas ubicados en el campamento de Planta Llipi, estos puntos **se constituirán en las nuevas bases** para densificar los 28 puntos restantes en diferentes sesiones y considerando cumplir con las precisiones requeridas en el ajuste de líneas base.

En la ubicación de los pares de los 28 puntos de la densificación GNSS se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- Par de puntos ubicados cada 4 a 5 km de distancia y de acuerdo a requerimiento de los lugares clave del proyecto.
- Los pares de puntos deben estar distantes máximo a 500 metros entre sí.
- Los pares de puntos deben ser inter visibles entre sí.
- Los puntos están ubicados en lugares estratégicos para el desarrollo del todo el proyecto a largo y mediano plazo.
- Los puntos están ubicados en zonas menos obstruidas y de fácil acceso.
- Los puntos deben estar señalizados debidamente para que no haya confusiones.

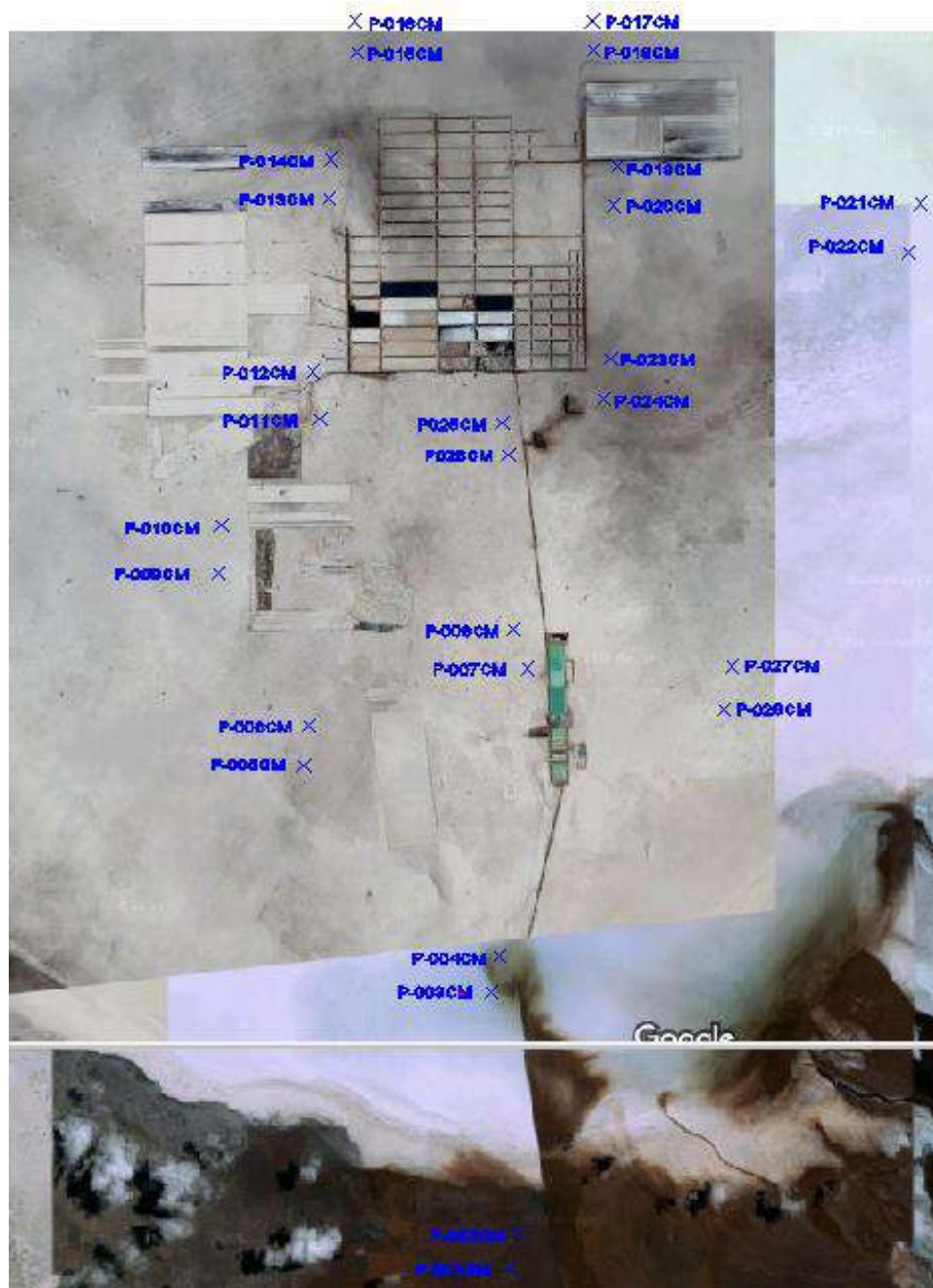


Figura N° 25 Diseño Densificación de puntos GNSS
Fuente: Propia

Para las poligonales de enlace se tomó la decisión de implantarlos a lo largo del Terraplén que une el Campamento Llapi – Piscinas Piloto – Piscinas Industriales, ya que en ese sector existen varios proyectos civiles para ser implementados por lo que es necesario tener una correcta cartografía base, y puntos de control para su replanteo y ejecución de dichos proyectos, se realizaron cuatro poligonales abiertas con control azimutal y lineal en ese

sector, y del mismo modo tres poligonales que abarquen en su totalidad las Piscinas industriales para su replanteo.

- Los vértices de las poligonales deberán ser visibles entre sí, y tendrán una distancia máxima de 800 metros para su correcta lectura con Estación Total.

Para llevar un registro ordenado de los pares de puntos de la Densificación GNSS se tomó la decisión de nombrarlos de la siguiente manera.

El rotulado del bulón será el siguiente:

Título: **GERENCIA NACIONAL DE RECURSOS EVAPORITICOS**

Subtítulo: **SE PROHIBE RETIRAR**

Código o numeración del vértice GNSS: **P 000 CM**

Fecha: Se colocará la fecha al pie del bulón con el mes y año

La estructura de numeración de los puntos densificados constara de cinco dígitos y viene dada de la siguiente forma, ejemplo: **P 028 CM** donde:

P = Punto de precisión o densificado señalado con una letra “P”

28 = Numeración correlativa desde 01 al 28 de los puntos de precisión

CM = Iniciales de COMIBOL

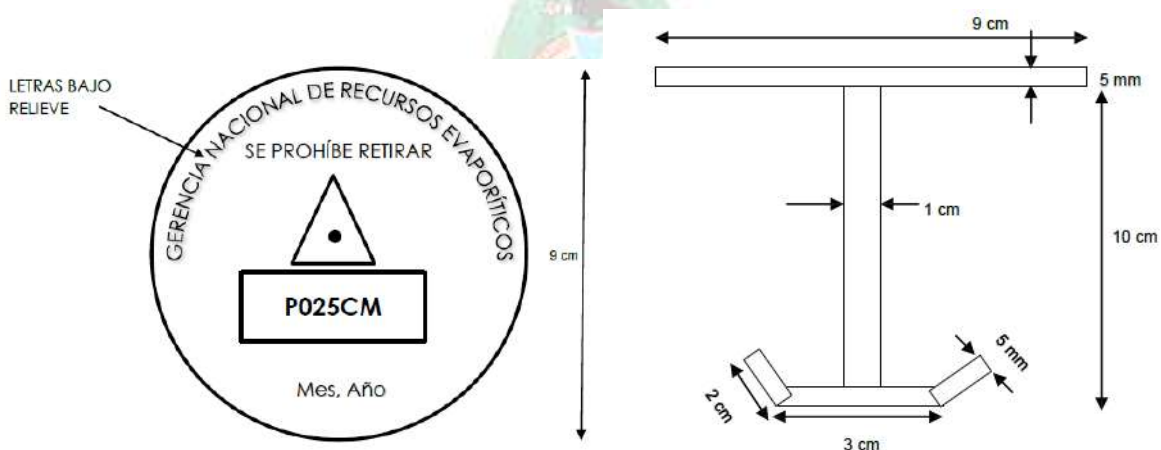


Figura N° 26 Diseño Bulón
Fuente: Propia

Para la monumentación de los 28 puntos se construyeron mojones de cemento en forma piramidal, con una base de 30 x 30 cm. y la parte superior de 20 x 20 cm. y de alto 40 cm. la base se encuentra empotrado en una base de suelo mejorado (capa base) de 30 cm. de alto, con un ancho de 1 x 1 m. del nivel del salar sobre un cimientto de pedraplén de 30 cm. de alto, por debajo de la superficie del Salar de alto de piedra y un ancho de 1 x 1 m.

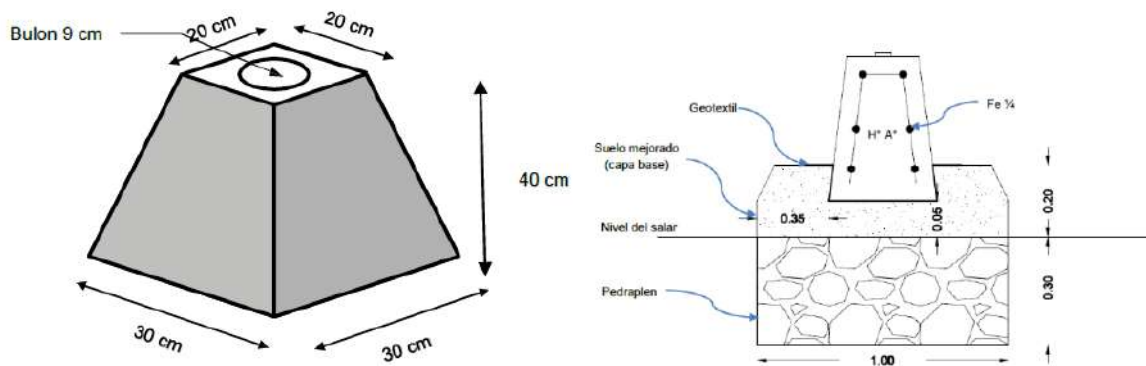


Figura N° 27 Esquema mojón de Ho.
Fuente: Propia



Fotografía N° 6 Bulón de bronce P-001 CM
Fuente: Propia



Fotografía N° 7 Vértice P-005 CM
Fuente: Propia

4.1.2.3. Densificación de puntos mediante observaciones GNSS

Se adoptó para la georeferenciación de puntos, la metodología de posicionamiento Estático - Relativo, para lo cual uno o dos receptores deben estar en puntos de datos conocidos (Base), y los otros en los puntos de datos por conocer (Rover), por ser el más recomendable para minimizar los errores sistemáticos, para la georeferenciación de los puntos se empleó seis receptores para el posicionamiento simultaneo.

Para realizar las sesiones de las observaciones mediante georeceptores GNSS, se utilizaron parámetros propios de la geodesia Satelitaria descritos en la siguiente tabla:

Observación de datos GNSS	
Mínimo	4 Satélites observados
PDOP y GDOP	≤ 5
Mascara de elevación	15 grados (ángulo de corte)
Intervalo de grabado de datos	15 segundos
Tiempo de observación	8 - 2 horas

Tabla N° 14 Observación de datos GNSS
Fuente: Apuntes Geodesia Satelitaria UMSA

Así mismo, para el posicionamiento se garantizó la formación de figuras geométricas definidas como se observa en el plano adjunto.

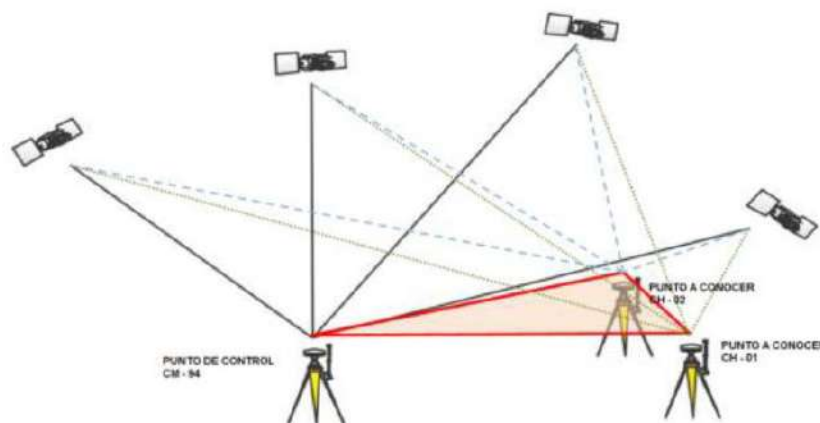


Figura N° 28 Esquema método Estático-Relativo con Geo receptores
 Fuente: Apuntes Geodesia Satelitaria

Puntos Base

Partiendo de tres estaciones base en este caso la estación permanente TPZA de la Red MARGEN SIRGAS (IGM Bolivia), además de las estaciones SN-CR (San Cristóbal), y PC-01 del Servicio Nacional de Aerofotogrametría que la Empresa ENDE utilizó para el Proyecto Anillo Energético del Sur, se planificó densificar dos nuevos puntos con observaciones de 8 horas los puntos PC12 y PC 12A, ubicados en el campamento de Planta Llipi, estos puntos **se constituirán en los nuevos puntos de referencia (base)**, para densificar los 28 vértices restantes con 6 receptores GNSS en diferentes sesiones y considerando cumplir con las precisiones requeridas en el ajuste de la Red Geodésica.

Para el trabajo se utilizaron cuatro equipos Georeceptores GNSS L1/L2 marca Leica Viva más sus accesorios: trípodes, y radios de comunicación de largo alcance, dos sirvieron de estaciones de referencia (ENDE), y dos de estación móviles, Rover (PC12-PC12A), que estuvieron encendidas durante 8 horas, como se muestra en la siguiente tabla:

Sesión Día 1

Fecha de sesión 13/06/2016

	Estación	Hora Encendido	Hora Apagado	Descripción
Base	TPZA (Tupiza)			Estación Continua
Base	PC-01	08:15	16:28	Servicio Nacional de Aerofotogrametría
Base	SN-CR	08:15	16:28	Servicio Nacional de Aerofotogrametría
Rover	PC-12	08:15	16:28	Campamento Planta Llipi
Rover	PC-12A	08:16	16:28	Campamento Planta Llipi

Tabla N° 15 Sesión de equipos Geo receptores Día 1

Fuente: Propia



Fotografía N° 8 Geo receptores punto Base SN-CR
Fuente: Propia



Fotografía N° 9 Geo receptores puntos Rover (PC 12 y PC 12A)
Fuente: Propia

Realizada la densificación de los dos nuevos puntos PC12 y PC 12A, ubicados en el campamento de Planta Llipi, las cuales se constituyeron en los nuevos puntos de referencia (Bases), para densificar los 28 vértices restantes, con los parámetros de observación con georeceptores GNSS descritos en la **Tabla N° 20 (Observación de datos GNSS)**, se procedieron con los siguientes trabajos.

Una vez constituidos en el lugar de inicio del proyecto, se realizó el enlace de los 28 vértices de la red geodésica del proyecto, con 6 equipos geo receptores, de los cuales dos receptores estarán como puntos de referencia (Base), y cuatro estarán como puntos móviles (Rover), distribuidos en tres brigadas, con una sesión de 2 horas por vértice, para el trabajo de observación de datos GNSS se tomaron las

- La primera brigada se posesiono en los puntos de referencia PC12 y PC12A (dichos puntos fueron enlazados anteriormente a la Red MARGEN SIRGAS de Bolivia), ubicados en la planta Llipi, con dos equipos Geo receptores los cuales estuvieron encendidos durante 10 horas continuas aproximadamente.
- La segunda y tercera brigada se desplazaron a los siguientes vértices móviles (Rover), como el método de posicionamiento es Estático – Relativo, se exigió que los seis receptores (2 Base y 4 Rover), rastreen los satélites simultáneamente, se cronometro los tiempos de observación, para lo cual se planifico el horario del encendido de los receptores comunicando mediante radios transmisores si no hay esa posibilidad entonces se establece la hora en que los receptores de los pares de puntos (Rover), inicien el enlace. A partir del encendido de punto base y tomando la hora en la que se encendieron los receptores Rover. Se cronometra un tiempo mínimo de observación de dos horas por vértice.
- Una vez que haya trascurrido el tiempo de observación establecido para cada par de puntos (ROVER), entonces inmediatamente se desmonta el receptor y se desplaza a los siguientes vértices, de acuerdo a lo planificado cada brigada se movilizo a los vértices asignados para su observación. De la misma manera se va realizando las observaciones a lo largo de toda la red formando triángulos de observación con un rastreo simultáneo de satélites.
- Las sesiones realizadas para los vértices Rover se detallan en las siguientes tablas:

Sesión Día 2

Fecha de sesión 15/06/2016

Estación	Hora Encendido	Hora Apagado
PC-12	07:53	18:28
PC-12 A	07:49	18:26
P-003 CM	08:52	10:52
P-004 CM	08:28	10:31
P-006 CM	08:30	10:30
P-009 CM	12:00	14:00
P-010 CM	12:00	14:00
P-011 CM	11:48	14:00
P-012 CM	11:57	14:01
P-015 CM	15:27	17:32
P-016 CM	15:27	17:32
P-017 CM	15:30	17:30
P-018 CM	15:30	17:30

Tabla N° 16 Sesión de equipos Geo receptores Día 2
 Fuente: Propia

Sesión Día 3

Fecha de sesión 16/06/2016

Estación	Hora Encendido	Hora Apagado
PC-12	07:37	17:47
PC-12 A	07:42	17:40
P-007 CM	15:20	17:20
P-008 CM	15:20	17:20
P-013 CM	08:44	10:48
P-014 CM	08:42	10:46
P-019 CM	08:45	10:45
P-020 CM	08:45	10:45
P-021 CM	12:15	14:15
P-022 CM	12:15	14:15
P-023 CM	12:12	14:16
P-024 CM	12:12	14:18
P-025 CM	15:26	17:29
P-026 CM	15:17	17:24

Tabla N° 17 Sesión de equipos Geo receptores Día 3
 Fuente: Propia

Sesión Día 4

Fecha de sesión 17/06/2016

Estación	Hora Encendido	Hora Apagado
PC-12	07:15	11:15
PC-12 A	07:21	11:06
P-028 CM	08:52	10:52
P-027 CM	08:00	10:00
P-001 CM	08:34	10:39
P-002 CM	07:59	10:08
P-005 CM	07:59	10:08

Tabla N° 18 Sesión de equipos Geo receptores Día 4

Fuente: Propia



Fotografía N° 10 Sesión Geo receptores Rover Día 2

Fuente: Propia

Al instalar el receptor se debe asegurar adecuadamente el trípode y jalón que sostiene al receptor y, en la planilla de campo elaborado especialmente para esta actividad se registra características generales y propias del punto, como se muestra a continuación:

- ✓ Ubicación del punto
- ✓ Información de la observación (coordenadas, altura antena, tipo de medición)
- ✓ Tiempo de observación
- ✓ Información del receptor y antena
- ✓ Descripción o monografía

- ✓ Diagrama de obstrucciones
- ✓ Croquis del punto

4.1.2.4. Observación de Poligonales

Una poligonal es una serie de líneas rectas, conectadas entre sí por ángulos y distancias en los vértices. Para determinar la posición de los vértices de una poligonal en un sistema de coordenadas rectangulares planas, es necesario medir el ángulo horizontal en cada uno de los vértices y la distancia horizontal entre vértices consecutivos.

La característica de la poligonal Abierta con control azimutal y lineal es que parte de dos vértices con coordenadas conocidas, para tener el azimut de partida, y cierra de la misma formar en dos vértices de datos conocidos permitiendo verificar la precisión de cierre azimutal y lineal del trabajo.

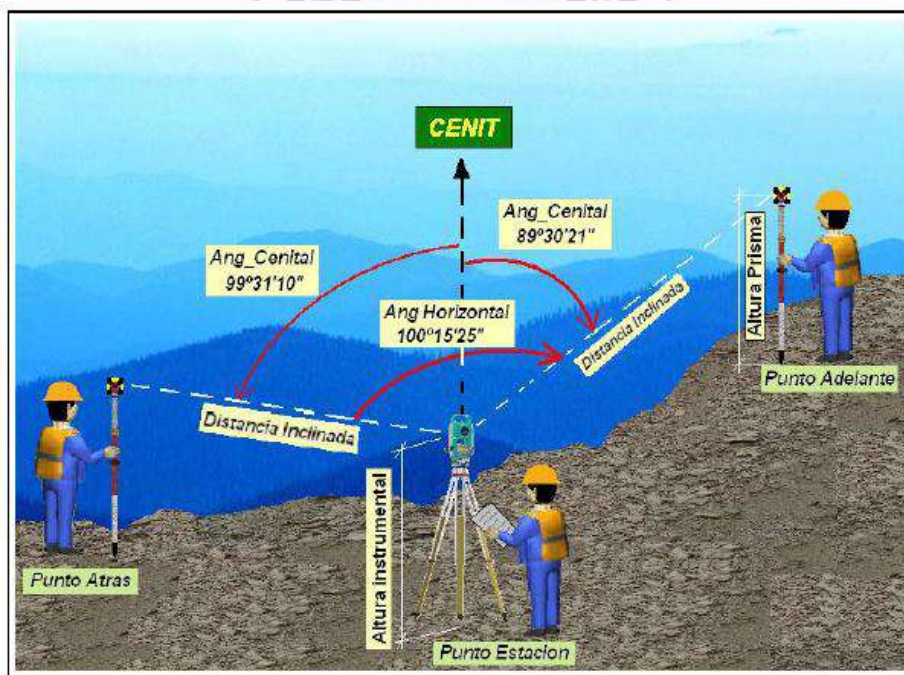


Figura N° 29 Esquema de medición Poligonal Abierta
Fuente: Aplicaciones Topográficas

La poligonal base se la realizó para enlazar los puntos geodésicos implementados con anterioridad, a lo largo del proyecto y ubicados estratégicamente, partiendo del par de puntos de la densificación GNSS, los cuales también, cerrando a su vez en los siguientes para de puntos cada 5 Km.

De acuerdo a lo planificado anteriormente, se realizaron siete poligonales abiertas con control Azimutal y Lineal, la primera poligonal principal se lo realizo a lo largo del terraplén que une la planta Llapi con el sector de Piscinas Piloto y Piscinas Industriales, la segunda red de poligonal principal estará en el sector de la construcción de Piscinas Industriales, las precisiones y la clasificación de errores angulares y lineales para poligonales se describen en la siguiente tabla:

Clasificación de errores angulares y lineales para poligonales		
Poligonal	Error angular permisible	Precisión lineal
Gran precisión (Clase I)	$15'' \sqrt{n}$	1 : 20000
Principal (Clase II)	$30'' \sqrt{n}$	1 : 10000
Precisión Topográfica Normal (Clase III)	$40'' \sqrt{n}$	1 : 3000
Secundarias internas, de escasa Precisión Topográfica	$60'' \sqrt{n}$	1 : 1000
n = Número de vértices		

Tabla N° 19 Clasificación de errores angulares y lineales
Fuente: Topografía I. Apuntes – Ingeniería en Agrimensura (Argentina)

Teniendo los registros de campo, de las poligonales abiertas con control azimutal y lineal, los procesos de compensación deben ser inferiores a la **Clase de Poligonal Principal Clase II (1:20.000 en control de distancia y $30'' \sqrt{n}$ en control angular)**.

La poligonal principal del Proyecto, se inició tomando como puntos de partida y cierre los puntos implementados en la etapa de la georeferenciación, a continuación, se muestra el detalle de las 7 poligonales realizadas en el proyecto.

#	Puntos de Partida	Puntos de Llegada	N° de vértices de poligonal	Observaciones
1	PC12A – PC12	P 001 CM – P 002 CM	7	Terraplén
2	P 001 CM – P 002 CM	P 003 CM – P 004 CM	8	Terraplén
3	P 003 CM – P 004 CM	P 007 CM – P 008 CM	11	Terraplén
4	P 007 CM – P 008 CM	P 026 CM – P 025 CM	6	Terraplén
5	P 011 CM – P 012 CM	P 023 CM – P 024 CM	9	Pis. Industriales
6	P 014 CM – P 013 CM	P 020 CM – P 019 CM	11	Pis. Industriales
7	P 015 CM – P 016 CM	P 017 CM – P 018 CM	7	Pis. Industriales

Tabla N° 20 Detalle de poligonales
Fuente: Propia

La metodología de trabajo para la realización de las poligonales principales abiertas con control fue la siguiente.

- La medición con ET de la primera poligonal abierta de enlace fue entre los puntos de control de la densificación GNSS, tomando como puntos de partida los vértices PC12A – PC12 y como puntos de cierre los vértices P 001 CM – P 002 CM, con una distancia aproximada de 5 km.
- Como los vértices de las poligonales ya están monumentados se procedió a instalar el equipo ET, en el vértice de partida, en este caso en el vértice PC 12, de la misma forma se instalaron los prismas uno, en el vértice PC 12A para la imposición, y el segundo en el punto de datos por conocer.



Fotografía N° 11 Estacionamiento del equipo ET (PC 12)
Fuente: Propia



Fotografía N° 12 Instalación prismas
Fuente: Propia

Para la medición en cada vértice se tomó el dato de la temperatura y tomando como altura media del área de trabajo de 3652.783 metros aprox., se calculó la presión atmosférica con la tabla de corrección por PPM. Dichos datos fueron introducidos a la ET, para la corrección de las distancias medidas electrónicamente.

Para las primeras lecturas los datos fueron:

Temperatura 5° C

Presión 630 mmhg

PPM 85

Los datos de la temperatura fueron variando de acuerdo al horario de medición, y se fue corrigiendo los PPM para cada medición de los vértices de la poligonal.

- Una vez instalados los equipos (ET y Prismas) e introducidos los datos de la corrección por PPM, se procedió a la observación de los vértices, se midieron ángulos y distancias por el método de repetición, (2 series) cuyos datos se registran en planillas de campo y al mismo tiempo en el colector de datos del equipo de estación total.
- Estacionados en el vértice PC 12A, para la primera serie se impuso con ángulo $0^{\circ}0'0''$ hacia PC12 y se visualizó hacia el vértice BM01, tomado datos del ángulo horizontal y distancia horizontal, en posición directa e inversa, para la segunda serie se volvió a imponer el ángulo hacia PC12 pero con $90^{\circ}0'0''$ y se volvió a visualizar hacia BM01, tomando datos nuevamente de ángulo y distancia horizontales. Terminado las dos series en el primer vértice se realiza el mismo procedimiento para los siguientes vértices, hasta llegar a los puntos de control fijos en este caso al P 001 CM y P 002 CM, terminando la medición de la poligonal y así obtener los datos para calcular en gabinete y realizar la compensación.

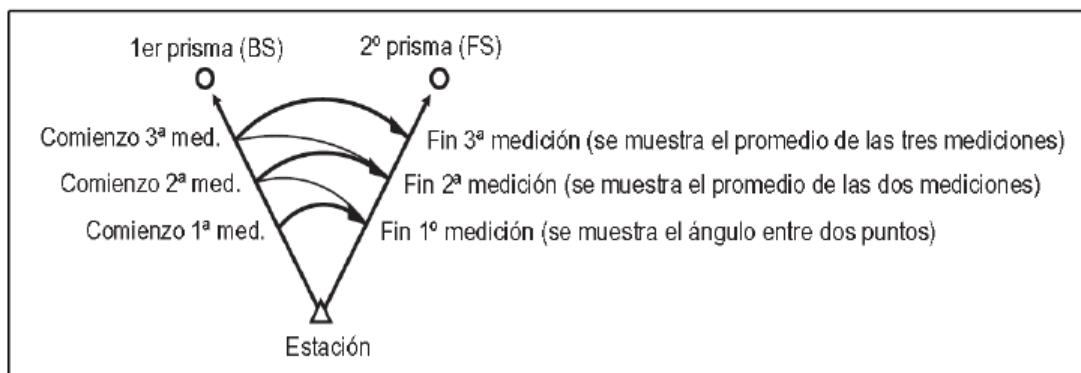


Figura N° 30 Diagrama medición por Series
Fuente: Propia

Las series de poligonal realizadas se las colecta en dos tipos de almacenamiento digital en el colector de datos o escrito mediante planillas de campo.

Se realizó el mismo procedimiento para todas las poligonales abiertas del proyecto, para la obtención datos y posterior procesamiento en trabajo de gabinete.



Fotografía N° 13 Medición en campo de la Poligonal (Piscinas Industriales)
Fuente: Propia

4.1.3 Control Vertical

4.1.3.1. Personal, Equipo, Transporte y Comunicación

El personal que intervino en el trabajo de campo de la observación de la nivelación geométrica de precisión se describe a continuación.

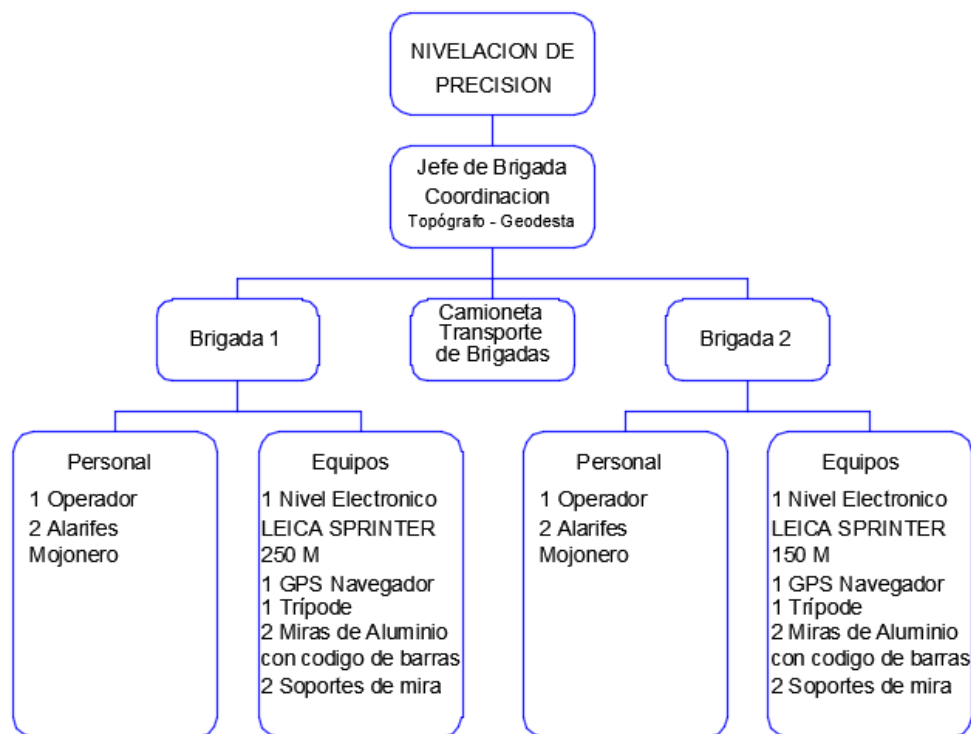


Figura N° 31 Organigrama Brigada de Nivelación
 Fuente: Propia

El equipo de nivel de ingeniero Leica Sprinter 150 y 250 m tienen las siguientes características:

Características	
Precisión de altura	Desviación típica de la altura por km de nivelación doble (ISO 17123*2)
Medición electrónica	Con mira de aluminio con código de barras Sprinter 1.0/0.7 mm
Medición óptica	Con mira de aluminio estándar con escala E/con graduación: 2,5 mm
Lectura de mira sencilla	Desviación típica: 0,6 mm (electrónica) y 1,2 mm (óptica) a 30 m
Precisión de distancia	Desviación típica de medición de distancia de 10 mm para D<10 m y (distancia en m x 0.001) para D>10m
Alcance	2 – 100 m (electrónico)
Modos de medición	Aislado y seguimiento
compensador	Compensador de péndulo de amortiguación magnética (rango +/- 10 min)
Anteojos	Aumento (óptico) 24 x
Registro de datos	Hasta 1000 puntos

Tabla N° 21 Características Nivel de Ingeniero Digital Leica Sprinter 250 m
 Fuente: www.leica-geosystem.com



Fotografía N° 14 Equipo de Nivelación Leica Sprinter 250M
Fuente: Propia

4.1.3.2. Nivelación Geométrica

Para el control Vertical, se inició de la cota BM-X-36 = 3666.9556 m.s.n.m., obtenida del Instituto Geográfico Militar (IGM Bolivia), y que se encuentra a lo largo de la línea férrea Uyuni – Ollague, entre las poblaciones de Rio Grande y Julaca.

La nivelación geométrica fue realizada de acuerdo al método ida - regreso y circuitos de nivelación cerrada, bajo los **parámetros o tolerancias $\pm 4\text{ mm } \sqrt{K}$, donde K = distancia expresada en Km, (Primer Orden Geodésico)**, en la siguiente tabla se describen las precisiones para la nivelación geométrica.

Precisiones de nivelación	
Nivelación	Tolerancia
Primer orden	$\pm 4\text{ mm } \sqrt{K}$
Segundo orden	$\pm 8\text{ mm } \sqrt{K}$
Tercer orden	$\pm 12\text{ mm } \sqrt{K}$
Donde K = distancia	

Fotografía N° 22 Clasificación de precisiones de nivelación
Fuente: Instituto Geográfico Militar de Argentina (IGMA)

La nivelación se realizó con dos brigadas de nivelación, contratadas para el proyecto, donde se utilizaron dos niveles digitales marca LEICA SPRINTER 150 y 250 empleando el método de ida - regreso y circuitos cerrados de nivelación.

El nivel digital toma lecturas con solo apuntar a la mira con código de barras y presionando un botón automáticamente se visualiza en la pantalla las lecturas de altura de la mira

registrándose dichos datos en el mismo equipo, con este procedimiento se minimizan los errores de apreciación en las lecturas garantizando de esta manera la correcta obtención de datos.

Las brigadas de nivelación se dividieron de la siguiente forma:

Brigada de nivelación 1

Punto de Inicio	Punto de Llegada	Dist. Total Ida - Regreso	Obs.
BM-X-36	AUX-1	35673	Línea Férrea Uyuni - Ollague
AUX-1	PC 14		Puntos aux. proyecto
Puntos PP	Puntos CM	8000	Enlaces a Vertices de la Red GNSS

Tabla N° 23 Distribución Brigada de nivelación 1
 Fuente: Propia

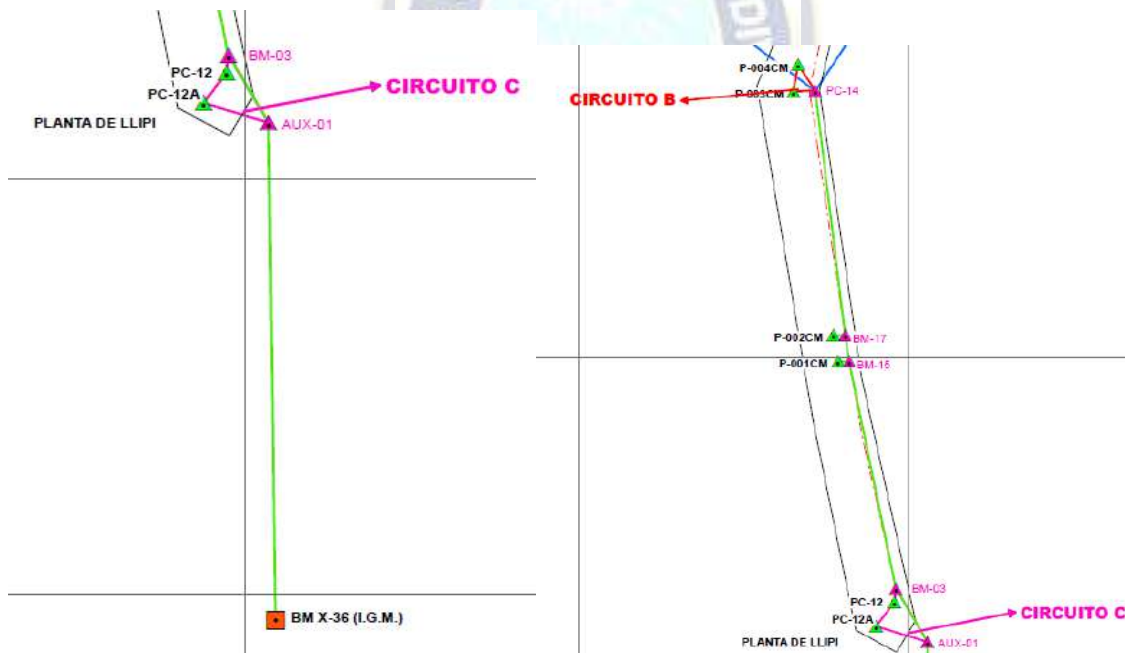


Figura N° 32 Circuito de Nivelación
 Fuente: Propia

La brigada número uno realizó el trabajo de enlace del punto BM-X-36 con cota 3666.9556 m.s.n.m. a Planta Llipi y al PC 14 Ida y Regreso que fue el punto de enlace para la nivelación del circuito A, de la misma forma realizó los circuitos de nivelación cerrada B y C.

Brigada de Nivelación 2

Punto de Inicio	Punto de Llegada	Dist. Total (m)	Obs.
PC 14	PP 28	65740	Circuito A de Nivelación Cerrada
PP 28	PC 14		

Tabla N° 24 Distribución brigada de nivelación 2
 Fuente: Propia

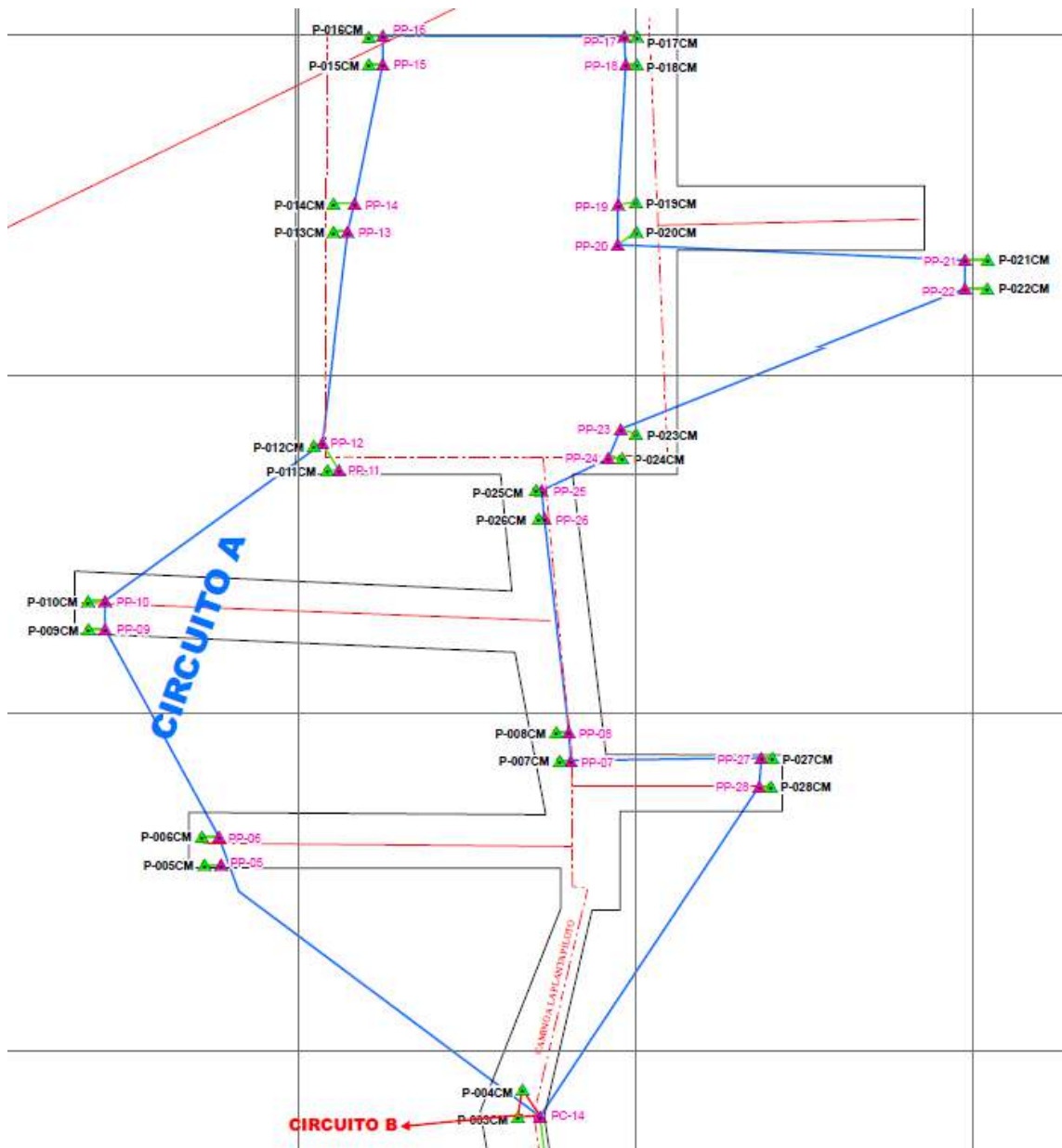


Figura N° 33 Circuito de Nivelación A
 Fuente: Propia

La brigada de nivelación 2 realizó la nivelación del circuito cerrado A.

En la nivelación tanto por el método de Ida – Regreso y circuitos de nivelación cerrada, se implantaron puntos auxiliares para posteriormente enlazarlos a los puntos GNSS Densificados del proyecto.



Fotografía N° 15 Nivelación Geométrica Circuito B
Fuente: Propia



Fotografía N° 16 Nivelación Geométrica Circuito C
Fuente: Propia

4.2. TRABAJO DE GABINETE

4.2.1. Control Horizontal

4.2.1.1. Proceso de Líneas Base y ajuste de la Densificación de Puntos GNSS

El trabajo de gabinete para el procesamiento de líneas base o proceso de datos es la parte más importante de los trabajos geodésicos realizados, ya que al finalizar este proceso se obtendrán coordenadas Geodésicas y UTM, de todos los vértices Densificados del proyecto. En este sentido si se realiza un buen trabajo en el procesamiento de los datos posteriormente se obtendrá el Plano Topográfico Local que es el objetivo del proyecto.

Se realizó la transferencia de datos crudos de las diferentes sesiones conectando los equipos Geo receptores al computador mediante cable de transferencia, una vez que el computador reconoce el equipo se procede a direccionar en sub carpetas donde serán almacenados los archivos de observaciones y así organizarlos.

Para realizar el proceso de las líneas base se utilizó el software LEICA GEO OFFICE 8.4, propio de los equipos Geo receptores marca Leica utilizados en la toma de datos del proyecto.

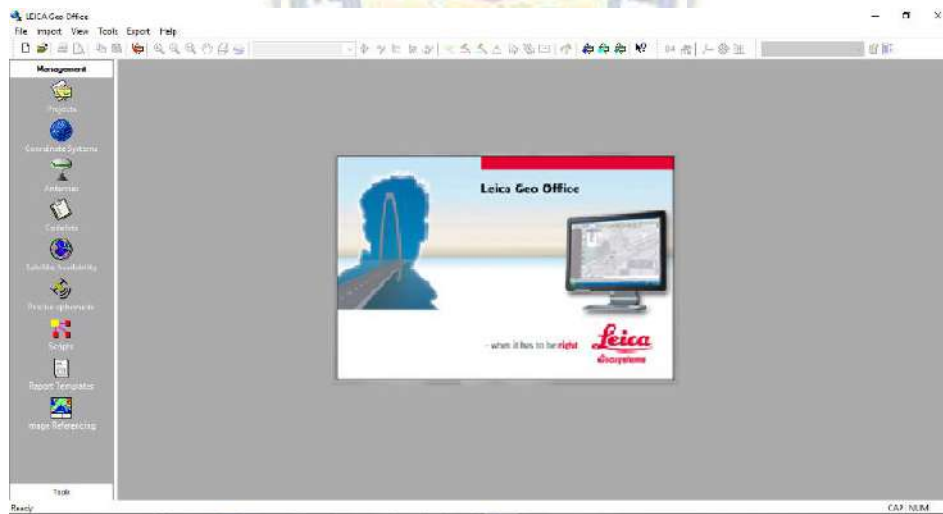


Figura N° 34 Leica Geo Office 8.4

Fuente: Propia

Las líneas bases de los puntos geodésicos densificados, deberán ser procesadas aplicando estrategias de ajustes pertenecientes a los parámetros propios de la geodesia.

Criterios de aceptación

Precisión horizontal $5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm} \times \text{línea base}$ Precisión

Vertical 10 mm + 2 ppm x línea base

Tipo de solución Fija o Fixed

Para el proceso de datos y de acuerdo a los datos obtenidos por los receptores GNSS, se dividieron en 4 procesos de datos.

Una vez almacenado los archivos de la observación en la correspondiente carpeta se creará un directorio para el proceso de datos.

A este directorio se transfieren los datos crudos, para luego convertir en datos de formato Rinex, con el programa Leica Geo Office, donde los nombres serán cambiados de acuerdo a los códigos asignados para los vértices.

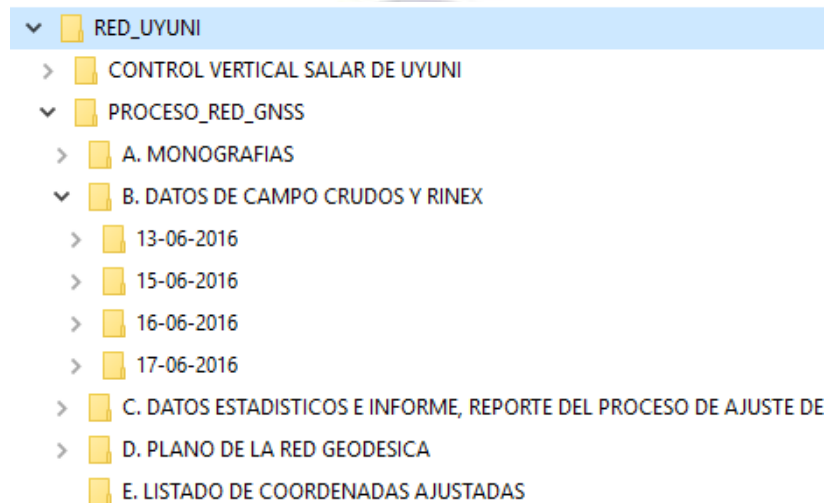


Figura N° 35 Organización de información
Fuente: Propia

Una vez teniendo los datos se crearon los trabajos para post proceso de líneas base y ajuste de los puntos Geodésicos en el software Leica Geo Office, de la siguiente manera:

- Se crearán un sistema de coordenadas para el lugar de proyecto referida al sistema WGS 84, UTM 19S, el mismo que deberá ser importado al momento de creación del trabajo, se agregará el parámetro máximo de diferencia entre soluciones, y la zona horaria para Bolivia.
- De la misma forma deberán ser importados los tipos de antena de los equipos al trabajo creado.
- Posteriormente los datos de las observaciones serán importados para su procesamiento.

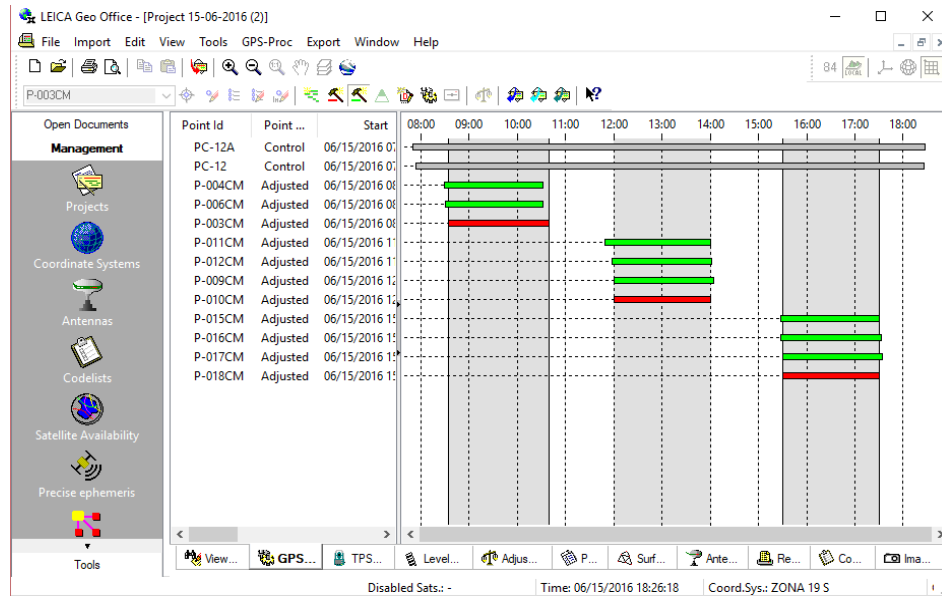


Figura N° 36 Tiempos de observación de sesiones

Fuente: Propia

- Realizada la importación de los datos, los puntos pueden ser modificados de acuerdo a las planillas de campo con la altura y también se deberá importar el tipo de antena para cada punto.
- Se identificaron los puntos de Control (fijos) en posición horizontal y vertical, y se cambiaron las coordenadas (Lat., Long., Alt. Elip.) de los puntos de control.
- Se revisaron y se cambiaron los parámetros del proceso antes de realizar el proceso, verificando y adecuando para las funcionalidades del proyecto.
- Realizadas las configuraciones necesarias se procederá a realizar el proceso en para que el programa procese todas las líneas base que coincidan en horario.
- En el primer reporte, se identifica que los vectores de los puntos es fixed (Fijo ambigüedades), por lo que se asume que las sesiones son fiables y se continúa con el proceso, para encontrar los resultados finales.
- Finalmente se realizará el ajuste de las líneas base de las observaciones realizadas para el proyecto.

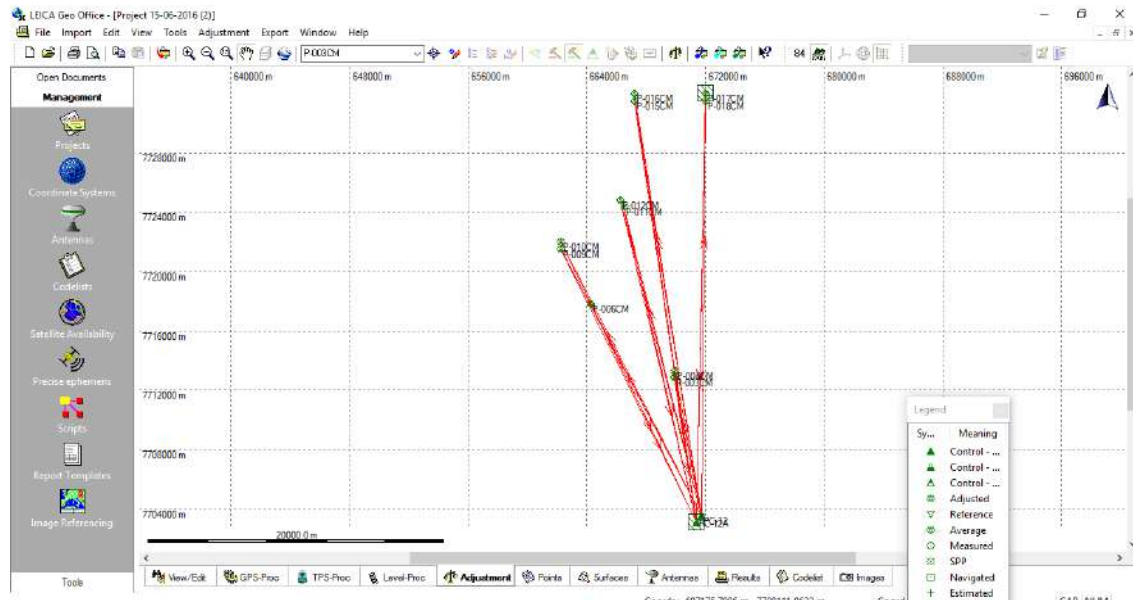


Figura N° 37 Proceso de Líneas Base
Fuente: Propia

- Se obtienen las coordenadas finales ajustadas y un informe realizado por el software que contiene la siguiente información.

- Información de proyecto
- Información general
- Resultados del ajuste
- Pruebas y errores estimados

Se realizaron 4 ajustes, para los cuatro días de sesión, para cada proceso se siguieron los pasos descritos anteriormente. Los informes realizados por el software Leica Geo Office 8.4 se detallan en el ANEXO B.

A continuación, se muestran un resumen de las coordenadas obtenidas en el proceso de ajuste de líneas base de los puntos GNSS Densificados. Las monografías de los puntos se muestran en el ANEXO C.

**RESUMEN DE COORDENADAS GEODESICAS AJUSTADAS
SISTEMA DE REFERENCIA WGS – 84**

Vértice	Latitud	Longitud	Alt. Elipsoidal (m)	Alt. Geométrica (m.s.n.m.)
P-001CM	20° 43' 13,75360" S	67° 21' 38,44843" W	3695,3486	3652,853
P-002CM	20° 42' 57,85977" S	67° 21' 41,46239" W	3695,2112	3652,714
P-003CM	20° 40' 34,19701" S	67° 22' 08,17598" W	3694,6526	3652,156
P-004CM	20° 40' 18,27026" S	67° 22' 05,49874" W	3694,6551	3652,159
P-005CM	20° 38' 10,21287" S	67° 25' 22,41507" W	3694,7572	3652,215
P-006CM	20° 37' 54,13588" S	67° 25' 23,91103" W	3694,7328	3652,177
P-007CM	20° 37' 07,93728" S	67° 21' 44,57867" W	3694,5888	3652,109
P-008CM	20° 36' 51,80772" S	67° 21' 47,07709" W	3694,6733	3652,172
P-009CM	20° 35' 54,71670" S	67° 26' 35,04406" W	3694,8321	3652,220
P-010CM	20° 35' 38,65159" S	67° 26' 35,38935" W	3694,8918	3652,289
P-011CM	20° 34' 21,59279" S	67° 24' 09,08335" W	3694,8576	3652,295
P-012CM	20° 34' 07,47344" S	67° 24' 17,46619" W	3694,8694	3652,317
P-013CM	20° 32' 05,61383" S	67° 24' 06,73959" W	3694,9741	3652,409
P-014CM	20° 31' 49,35897" S	67° 24' 06,87839" W	3694,9747	3652,411
P-015CM	20° 30' 29,01501" S	67° 23' 46,16932" W	3695,0105	3652,461
P-016CM	20° 30' 12,73669" S	67° 23' 46,34551" W	3695,0473	3652,495
P-017CM	20° 30' 11,09581" S	67° 21' 01,61821" W	3694,9791	3652,499
P-018CM	20° 30' 27,35403" S	67° 21' 01,42524" W	3694,976	3652,498
P-019CM	20° 31' 46,95406" S	67° 21' 01,16869" W	3694,7418	3652,257
P-020CM	20° 32' 03,88940" S	67° 21' 00,89857" W	3694,9509	3652,476
P-021CM	20° 32' 18,38525" S	67° 17' 24,99629" W	3695,003	3652,570
P-022CM	20° 32' 34,65541" S	67° 17' 24,89420" W	3695,0132	3652,572
P-023CM	20° 33' 58,96725" S	67° 20' 59,71836" W	3694,9252	3652,441
P-024CM	20° 34' 13,27194" S	67° 21' 07,96430" W	3694,8977	3652,411
P-025CM	20° 34' 31,99941" S	67° 22' 00,98791" W	3694,8571	3652,358
P-026CM	20° 34' 48,15025" S	67° 21' 59,00179" W	3694,8693	3652,358
P-027CM	20° 37' 05,36697" S	67° 19' 33,89756" W	3694,6753	3652,183
P-028CM	20° 37' 21,48788" S	67° 19' 34,80392" W	3694,7672	3652,288
PC-12	20° 45' 35,79915" S	67° 21' 01,45402" W	3732,4693	3689,982
PC-12A	20° 45' 50,13073" S	67° 21' 12,74487" W	3747,9785	3705,487
PC-01A	21° 08' 11,79137" S	67° 09' 24,52867" W	3818,7991	3776,110
SN-CR	21° 09' 21,23274" S	67° 09' 56,10277" W	3794,4631	3751,574
TPZA	21° 26' 53,34441" S	65° 43' 47,80305" W	3050,6992	3009,282

Tabla N° 25 Coordenadas Geodésicas ajustadas
Fuente: Propia

**RESUMEN DE COORDENADAS AJUSTADAS
 SISTEMA DE REFERENCIA WGS – 84
 PROYECCION UTM - ZONA 19**

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Elipsoidal (m)	Alt. Geométrica (m.s.n.m.)
P-001CM	670705,312	7707922,122	3695,349	3652,853
P-002CM	670623,060	7708411,755	3695,211	3652,714
P-003CM	669894,633	7712837,295	3694,653	3652,156
P-004CM	669977,038	7713326,274	3694,655	3652,159
P-005CM	664316,454	7717320,389	3694,757	3652,215
P-006CM	664277,946	7717815,175	3694,733	3652,177
P-007CM	670641,477	7719173,039	3694,589	3652,109
P-008CM	670574,137	7719669,760	3694,673	3652,172
P-009CM	662253,962	7721507,119	3694,832	3652,220
P-010CM	662248,688	7722001,210	3694,892	3652,289
P-011CM	666508,176	7724329,740	3694,858	3652,295
P-012CM	666269,665	7724766,286	3694,869	3652,317
P-013CM	666617,006	7728510,415	3694,974	3652,409
P-014CM	666617,877	7729010,289	3694,975	3652,411
P-015CM	667242,005	7731474,974	3695,011	3652,461
P-016CM	667241,810	7731975,579	3695,047	3652,495
P-017CM	672014,858	7731978,564	3694,979	3652,499
P-018CM	672015,406	7731478,562	3694,976	3652,498
P-019CM	671998,129	7729030,756	3694,742	3652,257
P-020CM	672000,693	7728509,908	3694,951	3652,476
P-021CM	678250,097	7727999,811	3695,003	3652,570
P-022CM	678247,813	7727499,453	3695,013	3652,572
P-023CM	671999,095	7724970,861	3694,925	3652,441
P-024CM	671755,841	7724533,400	3694,898	3652,411
P-025CM	670214,512	7723972,974	3694,857	3652,358
P-026CM	670267,050	7723475,753	3694,869	3652,358
P-027CM	674425,628	7719213,566	3694,675	3652,183
P-028CM	674394,286	7718718,102	3694,767	3652,288
PC-12	671731,068	7703543,192	3732,469	3689,982
PC-12A	671400,001	7703105,810	3747,979	3705,487
PC-01A	691409,939	7661622,921	3818,799	3776,110
SN-CR	690474,230	7659497,820	3794,463	3751,574
TPZA	838963,850	7624713,289	3050,699	3009,282

Tabla N° 26 Coordenadas UTM WGS - 84
 Fuente: Propia

4.2.2. Control Vertical

4.2.2.1. Cálculo de las Altitudes

Para realizar la transferencia de datos se conectó el equipo Nivel de Ingeniero Leica SPRINTER 150 y 250M, y su cable de transferencia directamente al computador, una vez que el computador reconoce el equipo Nivel Leica, se procede a descargar los datos de las nivelaciones realizadas en todo el proyecto, mediante el programa SPRINTER DATA LOADER.

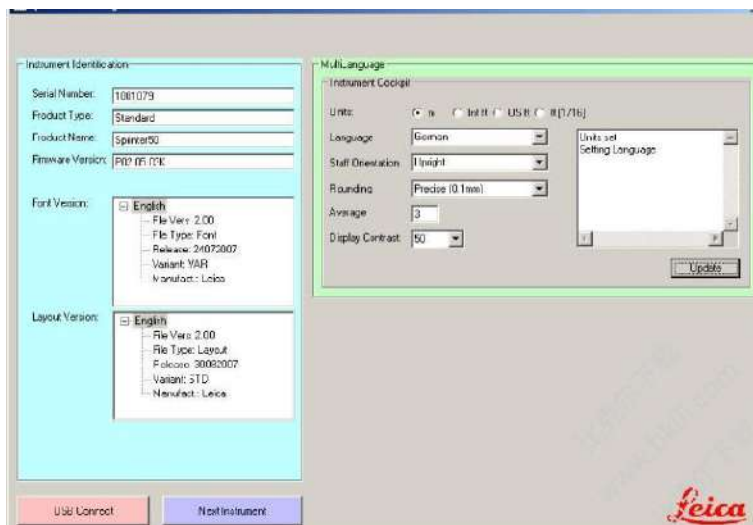


Figura N° 38 Sprinter Data Loader
Fuente: Propia

Se descarga los datos en formato *.XLS (tabla de Excel) y formato *.txt (bloc de notas), donde se muestran los siguientes datos:

- Número de punto
- Descripción de punto
- Lectura de hilos
- Distancia entre puntos medidos
- Tipo de lectura (Atrás, adelante)
- Elevación de punto medido

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	Sprinter	Data	Listing	Report									
3	ArrayNo	PtNo	Height	Distance	StaffType	ReferNo	MeasType	IsReferNo	Elevation	D.Elv	Cut	Fill	Delta Height dH
4			[m]	[m]					[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5	BF												
6	IDA DEL BM X-36 AL AUX-1												
7	1	BM X-36	0,7295	10,302	Upright	-	B	1	3668,1396				
8	2		1,6367	40,916	Upright	-	F	1	3667,2324				-0,9072
9	3		1,2312	35,951	Upright	-	B	1	3667,2324				
10	4		1,4618	37,313	Upright	-	F	1	3667,0018				-0,2307
11	5		1,4330	38,746	Upright	-	B	1	3667,0018				
12	6		1,2968	38,261	Upright	-	F	1	3667,1379				0,1362
13	7		1,3241	38,651	Upright	-	B	1	3667,1379				
14	8		1,5874	32,576	Upright	-	F	1	3666,8746				-0,2633
15	9		1,3208	36,127	Upright	-	B	1	3666,8746				
16	10		1,5761	38,443	Upright	-	F	1	3666,6193				-0,2553
17	11		1,8601	39,012	Upright	-	B	1	3666,6193				
18	12		1,8892	34,852	Upright	-	F	1	3666,5902				-0,0291
19	13		1,2264	36,243	Upright	-	B	1	3666,5902				
20	14		1,4481	38,493	Upright	-	F	1	3666,3685				-0,2217
21	15		0,9488	36,070	Upright	-	B	1	3666,3685				
22	16		1,5739	37,720	Upright	-	F	1	3665,7434				-0,6251
23	17		1,1330	36,733	Upright	-	B	1	3665,7434				

Figura N° 39 Planilla de datos de nivelación formato *.XLS
Fuente: Propia

Realizada la descarga de todos los datos de nivelación (Ida – Regreso y Circuitos cerrados), se procedió a la organización y verificación de todos los datos, tomando en cuenta algunas notas o apuntes hechos en campo.

Como el cálculo de la nivelación es un proceso sencillo se lo procesa en una hoja Excel empleando algunos macros que después de verificar los errores de cierre calcula las cotas y obtiene la hoja resumen en el formato (Cota, Desc.), dichos datos se muestran en el ANEXO D.

Se debe verificar que los circuitos de nivelación estén dentro el error permisible de nivelación $4\text{mm} * \sqrt{K}$ (Nivelación de primer orden).

A continuación, se muestra el resumen de las cotas obtenidas en el proceso de gabinete.

RESUMEN DE ALTITUDES

Cota de Referencia (m.s.n.m.)	BM-X-36	3666,9556
----------------------------------	----------------	------------------

Vértice	Cota (m.s.n.m.)
P-001CM	3653,8556
P-002CM	3653,7043
P-003CM	3653,1730
P-004CM	3653,1721

P-005CM	3653,2632
P-006CM	3653,2446
P-007CM	3653,1670
P-008CM	3653,2361
P-009CM	3653,2748
P-010CM	3653,3356
P-011CM	3653,3184
P-012CM	3653,3241
P-013CM	3653,4149
P-014CM	3653,4095
P-015CM	3653,4244
P-016CM	3653,4560
P-017CM	3653,4083
P-018CM	3653,4212
P-019CM	3653,1775
P-020CM	3653,4062
P-021CM	3653,4658
P-022CM	3653,4727
P-023CM	3653,4081
P-024CM	3653,3791
P-025CM	3653,3469
P-026CM	3653,3639
P-027CM	3653,2238
P-028CM	3653,3199
PC-12	3691,0753
PC-12A	3706,5916

Tabla N° 27 Resumen de altitudes (cotas niveladas)
Fuente: Propia

4.3. CALCULO DEL PLANO TOPOGRAFICO LOCAL (PTL)

Realizado el trabajo de procesamiento de líneas base y ajuste de los puntos densificados, se procedió a calcular Plano Topográfico Local para la Implementación en el proyecto y el desarrollo de las obras civiles, el PTL es el plano geo referenciado sobre el cual se representa la superficie topográfica del área a representar para el cálculo de este plano se toma en cuenta los valores medios de los puntos geodésicos, a continuación se realiza el cálculo tomando en cuenta los 30 puntos de control Horizontal y Vertical establecidos en el proyecto.

Coordenadas del Punto Medio

Coord.

Lat. Media = 20° 35' 49" S

Long. Media = 67° 00' 00" W

Altura Promedio Nivelada (m.s.n.m.) = 3652,3701

De la misma forma se deben considerar los parámetros de la proyección WGS – 84.

a = 6378137 m.

b = 6356752,314

e² = 0,00669437999

e'² = 0,00673949674

Teniendo todos los datos se procede a realizar el **cálculo del PTL**.

Primeramente, se calcula Kh.

N = 6380780,720 m

M = 6343320,658 m

Rm = 6362023,118 m

Calculo de **Kh** con la formula (32)

Kh = 1,000574089

Una vez calculado el Kh se procede a la transformación de coordenadas geodésicas a PTL.

A continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo de coordenadas PTL a partir de las coordenadas Geodésicas, tomando para el ejemplo el punto P – 001 CM, la zona local de proyección tiene como parámetros los siguientes datos.

Datos PTL

K (mcl) = 1,000574089

MCL = - 67° 00' 00"

XL = 200000 m.

YL = 3000000 m.

Vertices P – 001 CM

Lat. = 20° 43' 13,75360" S

Long. = 67° 21' 38,44843" W

Alt. Geométrica 3652,853 m.s.n.m.

Para los cálculos siguientes se utilizaron las formulas 25 al 34 (demostradas en capítulo 2), utilizando para dichos cálculos los datos del punto a transformar en coordenadas PTL, en este caso que será el P – 001 CM.

$$N = 6380811,150$$

$$t^2 = 0,1430936322$$

$$n^2 = 0,00589583963$$

$$A = 0,00588787604$$

$$S = -2292130,539$$

$$x = -37569,61241$$

$$y = -2292172,378$$

$$XL = 200000 + (1,000574089) (-37569,61241)$$

$$YL = 3000000 + (1,000574089) (-2292172,378)$$

Realizado todos los procedimientos para la transformación de coordenadas se tiene el siguiente resultado:

P – 001 CM (PTL)

XL = 162408,819 m.

YL = 706511,711 m.

H = 3652,853 m.s.n.m.

Para los siguientes vértices se utilizó la misma metodología, pero se creó un programa en Excel para la automatización de los cálculos, los puntos calculados en el PTL se muestran en la siguiente tabla.

**RESUMEN DE COORDENADAS PTL
SISTEMA DE REFERENCIA WGS - 84**

Vértice	Este Local (m)	Norte Local (m)	Alt. Geométrica (m.s.n.m.)
P-001CM	162408,819	706511,711	3652,853
P-002CM	162320,469	707000,599	3652,714
P-003CM	161536,997	711419,613	3652,156
P-004CM	161613,417	711909,882	3652,159
P-005CM	155900,367	715836,538	3652,215
P-006CM	155855,745	716331,141	3652,177
P-007CM	162206,210	717768,092	3652,109
P-008CM	162132,722	718264,261	3652,172
P-009CM	153785,146	720000,383	3652,220
P-010CM	153773,797	720494,706	3652,289
P-011CM	158007,193	722876,923	3652,295
P-012CM	157763,186	723310,794	3652,317
P-013CM	158064,810	727061,348	3652,409
P-014CM	158059,556	727561,521	3652,411
P-015CM	158653,862	730035,270	3652,461
P-016CM	158647,540	730536,160	3652,495
P-017CM	163423,237	730597,552	3652,499
P-018CM	163429,903	730097,281	3652,498
P-019CM	163442,590	727647,917	3652,257
P-020CM	163451,538	727126,814	3652,476
P-021CM	169710,529	726693,032	3652,570
P-022CM	169714,378	726192,387	3652,572
P-023CM	163493,339	723585,802	3652,441
P-024CM	163255,320	723145,114	3652,411
P-025CM	161720,016	722565,456	3652,358
P-026CM	161778,688	722068,603	3652,358
P-027CM	165991,930	717855,194	3652,183
P-028CM	165966,668	717359,078	3652,288
PC-12	163489,315	702143,053	3689,982
PC-12A	163163,481	701701,330	3705,487

Tabla N° 28 Coordenadas PTL
Fuente: Propia

Teniendo las coordenadas del PTL para el proyecto, se vio como una mejor opción para fines del proyecto realizar un desplazamiento y rotación aproximados a las coordenadas UTM WGS 84, ya que los planos elaborados son la base para diferentes proyectos de obras de implementación y estudios de consultoría por lo que deben estar aproximados a las

coordenadas georeferenciadas, y que las diferencias entre uno y otro sistema sean mínimas, porque los planos son utilizados por las distintas áreas como **obras civiles, área de electricidad, área de geología, área de medio ambiente y otras**, y como no tienen mucho conocimiento de estos procedimientos de medición se optó como mejor opción realizar lo indicado.

Para dicho proceso complementario se realizó el siguiente procedimiento:

- Se importaron los datos de los vértices (Norte, Este) en PTL al AutoCAD y se procedió a mover los puntos, tomando como base la línea base los puntos PC12 y PC12A, en los cuales se realizó el procedimiento de traslación y rotación.
- Realizado el trabajo se exportan los datos de los vértices obteniendo de esa manera las nuevas coordenadas PTL referidas al PLANO UTM original.
- No se modificaron las distancias entre ningún punto del PTL a realizar dicha operación, ya que solo fue una rotación.

Las coordenadas finales de PTL se muestran en la siguiente tabla.

**RESUMEN DE COORDENADAS PTL FINALES
PARA EL PROYECTO
SISTEMA DE REFERENCIA WGS - 84**

Vértice	Este Local (m)	Norte Local (m)	Alt. Nivelada (m)
P-001CM	670706,498	7707915,731	3653,856
P-002CM	670624,206	7708405,675	3653,704
P-003CM	669895,482	7712834,047	3653,173
P-004CM	669977,964	7713323,333	3653,172
P-005CM	664313,947	7717320,391	3653,263
P-006CM	664275,449	7717815,508	3653,245
P-007CM	670643,211	7719173,758	3653,167
P-008CM	670575,869	7719670,798	3653,236
P-009CM	662250,418	7721510,095	3653,275
P-010CM	662245,188	7722004,520	3653,336
P-011CM	666507,741	7724334,163	3653,318
P-012CM	666269,122	7724771,021	3653,324
P-013CM	666617,139	7728517,555	3653,415
P-014CM	666618,075	7729017,755	3653,409
P-015CM	667242,950	7731483,959	3653,424
P-016CM	667242,828	7731984,889	3653,456
P-017CM	672018,919	7731987,174	3653,408
P-018CM	672019,393	7731486,859	3653,421

P-019CM	672001,766	7729037,525	3653,177
P-020CM	672004,265	7728516,351	3653,406
P-021CM	678257,408	7728005,143	3653,466
P-022CM	678255,061	7727504,489	3653,473
P-023CM	672002,240	7724975,093	3653,408
P-024CM	671758,785	7724537,385	3653,379
P-025CM	670216,425	7723976,771	3653,347
P-026CM	670268,944	7723479,230	3653,364
P-027CM	674429,719	7719214,002	3653,224
P-028CM	674398,319	7718718,237	3653,320
PC-12	671732,847	7703534,036	3691,075
PC-12A	671401,571	7703096,379	3706,592

Tabla N° 29 Coordenadas PTL finales para el proyecto

Fuente: Propia

4.4. CALCULO DE LAS POLIGONALES DE ENLACE EN EL PLANO TOPOGRAFICO LOCAL (PTL)

Se descargaron los datos de los puntos estacionados de la ET, mediante USB del equipo en formato *.SDR, para posteriormente procesarlo y tener los datos de los ángulos horizontales, verticales y la distancia horizontal de todas las poligonales abiertas con control azimutal y lineal, con el programa SOKKIA LINK.

Realizada la exportación de dichos datos se compararon con las libretas de campo para y en una hoja de cálculo Excel se procedieron a promediar todos los datos. (Ángulos y distancias horizontales) ver ANEXO E.

Teniendo los datos promediados de todos los vértices de estación de las poligonales se procedió a la compensación de las poligonales, en ese sentido se programaron hojas de cálculo Excel para el trabajo de gabinete.

Se realizó el siguiente procedimiento:

Puntos de Partida

PC 12 671732,848 m 7703534,037 m

PC 12 A 671401,570 m 7703096,378 m

Puntos de llegada:

P – 001 CM 670706,505 m 7707915,735 m

P – 002 CM 670624,213 m 7708405,680 m

Azimut de partida PC 12A – PC 12 – PL 01

217° 07' 23,64992''

Azimut de Llegada

350° 27' 55,79241''

En la figura N° 40, se muestran todos estos datos iniciales, tolerancia y errores.

Del mismo en la siguiente planilla se muestran los cálculos y compensaciones, para la obtención de coordenadas de cada vértice de la poligonal, se muestran datos como ser:

a) Cierre angular

Error angular = - 00° 00' 14,14''

Tolerancia. $T_a = 15''\sqrt{6}$ $T_a = 36,74''$

Se observa que el error angular cometido en el trabajo está dentro de la tolerancia angular, por lo que se realiza la compensación correspondiente.

b) Cierra lineal

$$\Delta N = Y_{calculado} - Y_{P-001 CM}$$

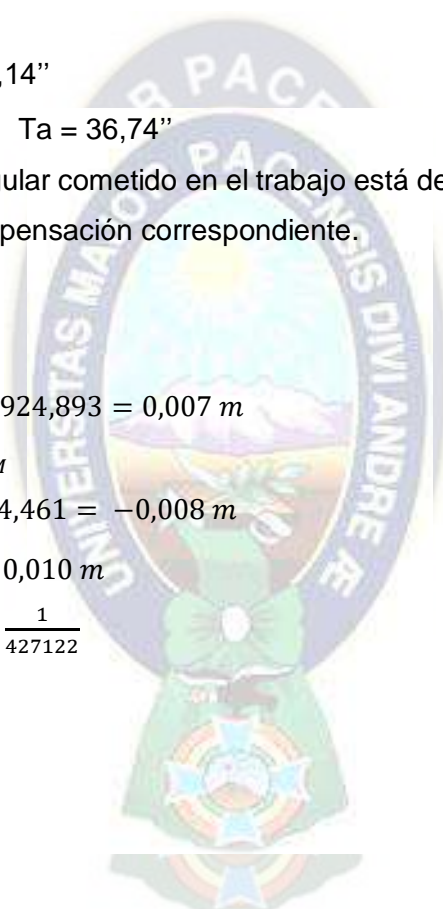
$$\Delta N = 7707924,886 - 7707924,893 = 0,007 m$$

$$\Delta E = X_{calculado} - X_{P-001 CM}$$

$$\Delta E = 670704,469 - 670704,461 = -0,008 m$$

$$E \text{ Lineal} = \sqrt{\Delta N^2 + \Delta E^2} = 0,010 m$$

$$Tolerancia = \frac{1}{\frac{Error \text{ lineal}}{\Sigma distancia}} = \frac{1}{427122}$$



ESTACION	ANGULOS HORIZONTALES			ANGULO HORIZONTAL	AZIMUT		AZIMUT	AZIMUT CORREGIDO	DISTANCIA (m.)	COORD. PARCIALES		CALCULO DE COORDENADAS		
	°	'	"		°	'				= DxCOS(AZ) + DySEN(AZ)	NORTE	ESTE	ALTURA m.s.n.m.	PUNTO
PC12	122	15	11	122,253056	339	22	34,650	339,37629	491,573	460,070	-173,146	7703534,037	671732,848	PC12
	122	15	18							0,001	-0,002	7703534,037	671732,848	
BM01	198	26	43	198,445278	357	49	17,650	357,82157	712,486	460,071	-173,148	7703534,037	671732,848	BM01
	198	26	43		0	0	2,357	0,000655		711,971	-27,075	7703534,037	671732,848	
BM02	170	23	50	170,397222	348	13	7,650	348,27879	991,973	711,972	-27,077	7703994,108	671559,700	BM02
	170	23	50		0	0	4,714	0,001309		971,082	-202,517	7704706,080	671532,623	
BM03	179	43	31	179,725278	347	56	36,650	347,94407	871,923	852,698	-182,086	7705677,162	671330,113	BM03
	179	43	33		0	0	7,071	0,001864		0,001	-0,003	7705677,162	671330,106	
BM04	181	14	20	181,238889	349	10	58,650	349,18558	925,959	852,699	-182,089	7706529,861	671148,017	BM04
	181	14	38		0	0	9,428	0,002619		909,515	-173,739	7706529,861	671148,017	
BM05	161	28	21	161,472500	330	39	19,650	330,65546	546,460	476,358	-267,771	7707439,371	670974,291	BM05
	161	28	21		0	0	0,003274	0,003274		0,001	-0,002	7707439,371	670974,291	
P-001CM	199	48	22	199,806111	350	27	41,650	350,46157		476,359	-267,773	7707915,735	670706,505	P-001 CM
	199	48	22		0	0	14,142	0,003328				7707915,735	670706,505	
	Az Final	350	27	55,79			350,465496		A error	0,006	-0,015			
	Az Obs	350	27	41,85			350,4616		Correccion	1,32148E-06	-3,304E-06			
	ERROR	0	0	-14,14			-0,0039		ERROR LINE	0,016155				
	tolerancia sera de: 1er orden ±15"/n						36,742		SUMATORIA (d)	4540,3740				
									RAZON CALC	281042,0951				

Figura N° 40 Planilla de compensación de poligonales de enlace
 Fuente: Propia

Se tiene una tolerancia de 1:10000, es decir un error de 1 metro en una longitud de 10000 m., en este caso se cumple con esta condición ya que se está cometiendo el mismo error de 1 metro en una distancia mayor, por lo que se procede a la compensación correspondiente.

Se procedió a realizar el mismo ejercicio para la compensación de todas las poligonales realizadas, teniendo siempre un control y compensación de error de cierre lineal y azimutal las planillas se muestran en el ANEXO F.

A continuación, se muestran todas las coordenadas de los vértices de las poligonales realizadas en el Plano Topográfico Local.

**RESUMEN DE COORDENADAS PTL
POLIGONALES ABIERTAS CON CONTROL AZIMUTAL Y LINEAL
SISTEMA DE REFERENCIA WGS – 84**

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
PC12	671732,847	7703534,036	3691,075
BM01	671559,698	7703994,106	3673,820
BM02	671532,620	7704706,078	3653,486
BM03	671330,102	7705677,159	3653,278
BM04	671148,012	7706529,858	3653,284
BM05	670974,271	7707439,373	3653,435
P-001 CM	670706,498	7707915,731	3653,856

Tabla N° 30 Resumen de coordenadas Poligonal 1

Fuente: Propia

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
P-002 CM	670624,206	7708405,675	3653,704
BM06	670690,619	7709137,699	3653,130
BM07	670602,247	7709770,948	3653,101
BM08	670522,323	7710340,723	3653,058
BM09	670449,541	7710855,539	3653,034
BM10	670384,112	7711320,552	3653,011
BM11	670297,072	7711930,870	3652,985
P-003 CM	669895,482	7712834,047	3653,173

Tabla N° 31 Resumen de coordenadas Poligonal 2

Fuente: Propia

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
P-004 CM	669977,964	7713323,333	3653,172
BM12	670396,328	7713840,202	3652,995
BM13	670562,972	7714556,640	3653,084
BM14	670744,342	7715317,884	3653,094
BM15	670846,261	7715754,752	3653,115
BM16	671036,388	7716538,892	3653,200
BM17	671042,934	7716981,857	3654,727
BM18	671044,112	7717656,300	3654,768
BM19	670980,535	7718228,010	3655,709
BM20	671021,750	7719104,549	3655,394
P-007 CM	670643,211	7719173,758	3653,167

Tabla N° 32 Resumen de coordenadas Poligonal 3

Fuente: Propia

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
P-008 CM	670575,869	7719670,798	3653,236
BM21	670732,663	7720406,496	3653,173
BM22	670629,090	7721379,556	3653,254
BM23	670576,190	7721914,119	3653,300
BM24	670481,151	7722823,498	3653,302
P-026 CM	670268,944	7723479,230	3653,364

Tabla N° 33 Resumen de coordenadas Poligonal 4

Fuente: Propia

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
P-012 CM	666269,122	7724771,021	3653,324
B1	667309,601	7725011,773	3654,979
COM21	668195,153	7725038,432	3655,013
COM23	669123,801	7725038,518	3655,042
COM 25	669850,055	7725037,860	3655,095
COM26	670242,215	7725181,536	3655,179
COM27	670975,898	7725185,604	3655,263
COM28	671490,978	7725186,996	3655,042
P-023 CM	672002,240	7724975,093	3653,408

Tabla N° 34 Resumen de coordenadas Poligonal 5

Fuente: Propia

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
P - 013 CM	666617,139	7728517,555	3653,415
PI 01	667628,728	7728396,302	3655,037
PI 02	668184,049	7728536,499	3655,281
PI 03	668742,555	7728392,357	3655,225
PI 04	669115,875	7728537,112	3655,265
PI 05	669493,166	7728395,579	3655,290
PI 06	669862,325	7728536,352	3655,219
PI 07	670240,915	7728393,833	3654,993
PI 08	670975,886	7728396,440	3655,094
PI 09	671491,672	7728392,169	3655,201
P - 020 CM	672004,265	7728516,351	3653,406

Tabla N° 35 Resumen de coordenadas Poligonal 6

Fuente: Propia

Vértice	Este (m)	Norte (m)	Alt. Nivelada (m)
P-016 CM	667242,828	7731984,889	3653,456
PI10	668066,340	7731971,807	3652,979
PI11	668833,093	7731993,606	3652,999
PI12	669629,426	7731993,351	3653,054
PI13	670426,430	7731993,354	3653,065
PI14	671225,842	7731993,341	3653,123
P-017 CM	672018,919	7731987,174	3653,408

Tabla N° 36 Resumen de coordenadas Poligonal 7

Fuente: Propia

4.5. RESULTADOS

El resultado del trabajo del presente Proyecto se muestra en la tabla N° 26 (Coordenadas finales PTL para el proyecto) y Tablas N° 28 a la 34 (Resumen de coordenadas de las poligonales de enlace), dichas tablas muestran los resultados del trabajo de campo y gabinete para la Implementación del Plano Topográfico Local (PTL) para el Desarrollo y ejecución de las Obras Civiles en el Proyecto de Industrialización de los Recursos Evaporíticos del Salar de Uyuni.

A continuación, se muestran dos tablas comparativas de distancias obtenidas con la Estación total sobre la superficie topográfica y distancias calculadas con las coordenadas obtenidas en el Plano Topográfico Local (PTL).

Universidad Mayor de San Andrés
Facultad de Tecnología
Carrera de Topografía y Geodesia

Estaciones Observadas		Dist. Top. medida ET (m)	Dist. Top. Calculado (m)	Diferencia
PC 12A	PC12	548,894	548,897	-0,003
P-001 CM	P-002 CM	496,808	496,807	0,001
P-003 CM	P-004 CM	496,185	496,190	-0,005
P-005 CM	P-006 CM	496,612	496,611	0,001
P-007 CM	P-008 CM	501,577	501,581	-0,004
P-009 CM	P-010 CM	494,448	494,453	-0,005
P-011 CM	P-012 CM	497,781	497,779	0,002
P-013 CM	P-014 CM	500,196	500,201	-0,005
P-015 CM	P-016 CM	500,925	500,930	-0,005
P-017 CM	P-018 CM	500,311	500,315	-0,004
P-019 CM	P-020 CM	521,184	521,180	0,004
P-021 CM	P-022 CM	500,657	500,660	-0,003
P-023 CM	P-024 CM	500,857	500,858	-0,001
P-025 CM	P-026 CM	500,307	500,305	0,002
P-027 CM	P-028 CM	496,753	496,758	-0,005

Tabla N° 37 Tabla comparativa de distancias obtenidas mediante GNSS y mediciones con ET.
Fuente: Propia

Estaciones Observadas		Dist. Top. medida ET (m)	Dist. Top. Calculado (m)	Diferencia (m)
PC12	BM01	491,573	491,574	-0,001
BM01	BM02	712,486	712,486	0,000
BM02	BM03	991,973	991,974	-0,001
BM03	BM04	871,923	871,924	-0,001
BM04	BM05	925,959	925,960	-0,001
BM05	P-001 CM	546,460	546,461	-0,001
P-002 CM	BM06	735,026	735,030	-0,004
BM06	BM07	639,382	639,387	-0,005
BM07	BM08	575,349	575,353	-0,004
BM08	BM09	519,932	519,936	-0,004
BM09	BM10	469,590	469,593	-0,003
BM10	BM11	616,489	616,493	-0,004
BM11	P-003 CM	988,427	988,435	-0,008
P-004 CM	BM12	664,965	664,968	-0,003
BM12	BM13	735,558	735,563	-0,005
BM13	BM14	782,547	782,553	-0,006

Universidad Mayor de San Andrés
Facultad de Tecnología
Carrera de Topografía y Geodesia

BM14	BM15	448,595	448,599	-0,004
BM15	BM16	806,854	806,860	-0,006
BM16	BM17	443,010	443,014	-0,004
BM17	BM18	674,438	674,444	-0,006
BM18	BM19	575,229	575,234	-0,005
BM19	BM20	877,501	877,508	-0,007
BM20	P-007 CM	384,811	384,813	-0,002
P-008 CM	BM21	752,216	752,221	-0,005
BM21	BM22	978,553	978,556	-0,003
BM22	BM23	537,173	537,174	-0,001
BM23	BM24	914,329	914,332	-0,003
BM24	P-026 CM	689,214	689,214	0,000
P-012 CM	B1	1067,965	1067,969	-0,004
B1	COM21	885,949	885,953	-0,004
COM21	COM23	928,643	928,648	-0,005
COM23	COM 25	726,251	726,255	-0,004
COM 25	COM26	417,650	417,651	-0,001
COM26	COM27	733,690	733,694	-0,004
COM27	COM28	515,079	515,082	-0,003
COM28	P-023 CM	553,433	553,437	-0,004
P-013 CM	PI 01	1018,821	1018,830	-0,009
PI 01	PI 02	572,740	572,745	-0,005
PI 02	PI 03	576,801	576,806	-0,005
PI 03	PI 04	400,400	400,402	-0,002
PI 04	PI 05	402,960	402,964	-0,004
PI 05	PI 06	395,087	395,089	-0,002
PI 06	PI 07	404,523	404,527	-0,004
PI 07	PI 08	734,970	734,976	-0,006
PI 08	PI 09	515,800	515,804	-0,004
PI 09	P-020 CM	527,416	527,420	-0,004
P-016 CM	PI10	823,615	823,616	-0,001
PI10	PI11	767,062	767,063	-0,001
PI11	PI12	796,332	796,333	-0,001
PI12	PI13	797,003	797,004	-0,001
PI13	PI14	799,411	799,412	-0,001
PI14	P-017 CM	793,100	793,101	-0,001

Tabla N° 38 Tabla comparativa de distancias obtenidas
mediante GNSS y mediciones con ET.
Fuente: Propia

4.6. ANALISIS

En las tablas N° 27 y N° 28 (Tablas comparativas de distancias obtenidas mediante GNSS y mediciones con ET.), se observa las diferencias existentes en distancias medidas con la Estación total sobre la superficie topográfica y el cálculo de distancias por coordenadas en el PTL, se demuestra que la distancia topográfica es correspondiente a la distancia sobre el plano PTL, comprobándose que si es posible realizar la representación de distancias topográficas en un Plano de Proyección.

En los proyectos de obras civiles del proyecto de implementación de los recursos evaporíticos del Salar de Uyuni, según las especificaciones técnicas de los diferentes proyectos de implementación se tiene que las tolerancias planimétricas y altimétricas que se manejan son +/- 0.005 m., en obras de replanteo de ejes de columnas de edificaciones y de +/- 0.020 m., en obras de replanteo y levantamientos topográficos de vías de acceso, construcción de piscinas de evaporación, alcantarillado y redes de bombeo de salmuera.

Se demuestra que mediante la implementación de puntos establecidos mediante GNSS y posterior cálculo de un Plano topográfico Local (PTL), la representación de la superficie topográfica es correspondiente al Plano Topográfico Local (PTL), en ese sentido se pondrán realizar diferentes trabajos topográficos de manera que las obras de Ingeniería Civil y otras, serán replanteadas y representadas en terreno dentro de la tolerancia establecida.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Se implementó el Plano Topográfico Local para el desarrollo y ejecución de las Obras Civiles en el Proyecto de Industrialización de los Recursos Evaporíticos del Salar de Uyuni, de esta manera y a partir de los datos adquiridos mediante técnicas y métodos Topográficos - Geodésicos modernos, se podrán desarrollar los diferentes trabajos de ingeniería teniendo al certeza de que están en la tolerancia planimétrica requerida para la ejecución de dichos proyectos (descritas en el capítulo IV, subtítulo 4.6), y a la vez los trabajos estarán enlazados a la RED MARGEN del Instituto Geográfico Militar (IGM Bolivia).
- Se realizó la densificación de 30 puntos Geodésicos enlazados a la RED MARGEN del Instituto Geográfico Militar (IGM), mediante la observación con equipos Geo receptores por el método Estático – Relativo, en sesiones de 2 horas aproximadamente por punto, a su vez se realizó la nivelación Geométrica de precisión, de esa forma se obtuvieron puntos de control horizontal y vertical.
- Se realizó el cálculo del Plano Topográfico Local y posteriormente se transformaron las coordenadas al PTL desde el sistema de coordenadas Geodésicas, teniendo un total de 30 puntos para comenzar con los trabajos, teniendo las coordenadas del PTL, se vio como una mejor opción para fines del proyecto realizar un desplazamiento y rotación aproximados a las coordenadas UTM WGS 84, ya que los planos elaborados son la base para diferentes proyectos de obras de implementación y estudios de consultoría por lo que deben estar aproximados a las coordenadas georeferenciadas, y que las diferencias entre uno y otro sistema sean mínimas, porque los planos son utilizados por las distintas áreas como **Obras Civiles, área de Electricidad, área de Geología, área de Medio Ambiente y otras**, y como no tienen mucho conocimiento de estos procedimientos de medición se optó como mejor opción realizar lo indicado.
- Teniendo las coordenadas PTL del proyecto se procedió a realizar el cálculo y compensación de las 7 poligonales abiertas con control azimutal y lineal entre puntos de control, concluyendo que los parámetros de error cometidos están dentro las tolerancias

permitidas, de este modo se obtuvieron coordenadas PTL cada 800 metros aproximadamente para realizar los trabajos topográficos en el proyecto.

- Se realizó el cálculo de distancias topográficas mediante coordenadas PTL entre puntos de control y puntos de las poligonales, y se verificó la variación existente con respecto a la distancia topográfica obtenida con la estación total donde se verificó que el error cometido en distancias menores a 700 metros no es mayor a 0.005 m., y a medida que distancia crece el error igual, la distancia más larga medida fue 1018.830 m. obteniendo un error de - 0.009 m, lo que demuestra que la distancia topográfica es igual a la distancia sobre el Plano Topográfico Local, comprobándose que si es posible realizar la representación de distancias topográficas en un plano de proyección.

Se concluye indicando que el presente Proyecto de Grado está orientado a que este documento sirva de consulta a los estudiantes, futuros profesionales y/o profesionales que egresan de la carrera de Topografía y Geodesia.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para la medición de distancias con en Estación Total se debe introducir los parámetros de los PPM, temperatura y presión, de esa manera se tendrán mediciones de distancias topográficas precisas y correspondientes al Plano Topográfico Local.
- Para la obtención de Coordenadas en el Plano Topográfico Local (PTL), se debe tener una precisa densificación de puntos Geodésicos, y al mismo tiempo un correcto Post Proceso de Líneas Base cuidando que estén dentro las tolerancias permitidas, ya que una mala sesión o Post – proceso de datos Geodésicos dará como resultado un erróneo Plano Topográfico Local.

BIBLIOGRAFIA

Agencia Cartográfica de Defensa Servicio Geodésico Interamericano Escuela, Cartográfica; 1985, Curso Cómputos de Geodésicos de Oficina.

Asin, Fernando Martin; 1983, GEODESIA Y CARTOGRAFIA MATEMATICA, España Madrid.

Blanco García, Pablo Alexander; 2016, Definición de planos topográficos locales para un caso de estudio, poligonal Choconta - Suesca, Bogotá - Colombia.

Casanova Matera, Leonardo; 2002, Topografía y sus aplicaciones, Merida - Venezuela.

Mendoza Dueñas, Jorge; 2009, Topografía Técnicas Modernas, Lima - Perú.

Núñez - García, del Pozo Alfonso; Valbuena, Durán José Luis; Velasco, Gómez Jesús; 1992, G.P.S. La Nueva Era de la Topografía, Ediciones de las Ciencias Sociales S. A., España - Madrid.

Solorza M., Alfredo; 2015, Modulo Geodesia, Chile.

Torge, Wolfgang; 1983, Geodesia-Introducción, Editorial DIANA S.A, Traducido por: Gualterio Luthe Garcia, Mexico - Tlacoquemecatl.

Valeije Idoeta, Ivan; 2010, Uso de plan Topográfico Local en Obras Lineales de Ingeniería: Caso autopista presidente Dutra – Universidad de Sao Paulo.

Zakatov, P. S.; 1981, CURSO DE GEODESIA SUPERIOR-Problemas de Geodesia Superior nociones fundamentales y definiciones, Editorial MIR, Traducido por: José Abel Rico Baez.

Sitios Web

<http://www.cartografia.cl>

<http://www.sirgas.com>

<http://www.elgeomensor.cl/downloads/cartografia>

<http://www.mundogeo.com.br>

http://www.mundogeo.com.br/revistas-interna.php?id_noticia=7480&lang_id=2 Adopción de la proyección Local Transversal de Mercator (LTM) en Chile

<http://www.cartografiaci.cl> Adopción de la proyección Local Transversal de Mercator (LTM) en Chile

ANEXOS

