



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y
AGRIMENSURA



**COMPARACIÓN DE MEDICIONES CON EQUIPOS
TOPOGRÁFICOS: ESTACIÓN TOTAL, TEODOLITO
ELECTRÓNICO Y ODÓMETRO DIGITAL, EN UNA LONGITUD
DE 1000 m.l. EN EL DISTRITO DE PLATERÍA, PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. RENE ALFONTE HUALLPA

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR**

PUNO – PERÚ

2021



DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis hijos María y
Huberth que me apoyaron en este proceso.

Rene.



AGRADECIMIENTO

Agradezco a todos los que me brindaron los equipos topográficos e hicieron posible esta tesis.



ÍNDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 14

ABSTRACT..... 15

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 17

1.2. FORMULACIÓN DE PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN..... 18

1.2.1. Pregunta general 18

1.2.2. Preguntas específicas..... 18

1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN 18

1.3.1. Hipótesis general 18

1.3.2. Hipótesis específicas 18

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN..... 19

1.4.1. Objetivo general 19

1.4.2. Objetivos específicos..... 19

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. REFERENCIAS TEÓRICAS 20

2.1.1. Topografía 20

2.1.2. Mediciones topográficas directas e indirectos 21

2.2. MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS (EDM)..... 22

2.2.1. Errores en la medición electrónica de distancia 24

2.3. TEODOLITO ELECTRÓNICO..... 25

2.3.1. Trípode 25

2.3.2. Estacionamiento del trípode..... 26



2.3.3.	Nivelación del Teodolito	27
2.3.4.	Operación del teodolito	28
2.3.5.	Lecturas de ángulos	29
2.3.6.	Distancias horizontales.....	30
2.3.7.	Distancia con visual inclinada.....	31
2.3.8.	Errores en los levantamientos con estadía	32
2.3.9.	Levantamiento con teodolito electrónico y estadía.....	33
2.3.10.	Procedimiento de gabinete	34
2.3.11.	Precisión teórica y posibles causas de error	36
2.4.	ODÓMETRO DIGITAL	36
2.5.	ESTACIÓN TOTAL	36
2.5.1.	Prisma:.....	37
2.5.2.	Bastón Porta Prisma:	37
2.5.3.	Levantamiento con estación total.....	38
2.6.	ANÁLISIS GENERAL	41
2.6.1.	Análisis de los errores sistemáticos.....	41
2.6.2.	Análisis de los errores accidentales.....	43
2.6.3.	Medición de distancias	45
2.6.4.	Puntos de control.....	46
2.6.6.	Levantamiento topográfico	47
2.6.7.	Métodos topográficos planímetros	48
2.6.8.	Triangulación	48
2.6.9.	Poligonación.....	49
2.6.10.	Levantamiento de polígono abierto.....	50
2.7.	LEVANTAMIENTOS DE CONTROL.....	52
2.7.1.	Métodos de observación topográfico	52
2.7.2.	Medición de ángulos	53
2.7.3.	Medición de ángulos horizontales.....	54
2.7.4.	Control de precisión de la medición y de la orientación.....	55
2.7.5.	Trilateración	56
2.8.	ERRORES DE UNA MEDICIÓN TOPOGRÁFICA	56
2.8.1.	Errores Instrumentales	56
2.8.2.	Errores del Personal	56
2.8.3.	Errores según la condición en la que se los realiza.....	57



2.8.4. Tipos de Errores	57
2.9. TEORÍA DE ERRORES	58
2.9.1. Error verdadero	58
2.9.2. Valor más probable	59
2.9.3. Error aparente (residual)	59
2.9.4. Error medio cuadrático de las observaciones	59
2.9.5. Error medio cuadrático del valor más probable	60
2.9.6. El error relativo:	60
2.9.7. Tolerancia: es el error máximo permitido al efectuar mediciones	60
2.10. NIVELACIÓN	60
2.10.1. Nivelación trigonométrica.....	60
2.10.2. Nivelación geométrica	60
2.11. COORDENADAS.....	61
2.11.1. Georreferenciación	61
2.11.2. Sistema de posicionamiento global GPS.....	61
2.11.3. Coordenadas geográficas	62
2.11.4. Coordenadas UTM	62
2.11.5. Geodesia.....	63
2.11.6. Datum.....	63
2.11.7. Sistema de coordenadas geográficas (a, β)	64
2.11.8. Sistema de coordenadas UTM (X, Y, Z).....	65
2.12. MARCO CONCEPTUAL	66
2.12.1. Altimetría	66
2.12.2. Altitud	67
2.12.3. Nivelación	67
2.12.4. Precisión.....	67
2.12.5. Tolerancia.....	67
2.12.6. Punto de cambio	67
2.12.7. Vista atrás (+).....	68
2.12.8. Vista adelante (-)	68
2.12.9. Altura de instrumento.....	68
2.12.10. Medición de distancias	68
2.12.11. Error Relativo.....	69
2.13. ANTECEDENTES	69



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO	74
3.1.1. Ubicación de la zona de estudio	74
3.2. MATERIALES Y EQUIPOS.....	77
3.2.1. Materiales	77
3.2.2. Herramientas	78
3.2.3. Equipos e instrumentos	78
3.2.4. Software.....	79
3.3. ACCESIBILIDAD A LA ZONA DE ESTUDIO.....	79
3.4. ASPECTOS CLIMÁTICOS	80
3.4.1. Temperatura.....	80
3.4.2. Precipitación	80
3.5. DESARROLLO METODOLÓGICO	81
3.5.1. Método de la investigación.....	81
3.5.2. Tipo de investigación	81
3.5.3. Ámbito de la investigación.....	81
3.5.4. Población y muestra	82
3.6. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	82
3.6.1. Metodología para los objetivos	82
3.6.2. Metodología para el primer objetivo específico.....	85
3.6.3. Metodología para el segundo objetivo específico	92
3.6.4. Metodología para el tercer objetivo específico	93
3.6.5. Metodología para el objetivo principal	94
3.6.6. Variables.....	100
3.7. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PRUEBA DE HIPÓTESIS.....	100
3.7.1. Análisis estadístico	100
3.7.2. Prueba de hipótesis	103

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS PARA EL OBJETIVO GENERAL	107
4.1.1. Estación y configuración del equipo estación total	107
4.1.2. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con estación total ...	107



4.1.3. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con teodolito electrónico	107
4.1.4. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con odómetro digital	108
4.2. RESULTADOS PARA EL PRIMER OBJETIVO ESPECÍFICO.....	109
4.2.1. La eficiencia de las mediciones en los equipos topográficos	109
4.2.2. Medición de distancias	109
4.3. RESULTADOS PARA EL SEGUNDO OBJETIVO ESPECÍFICO	110
4.3.1. La precisión de las mediciones en los equipos topográficos.....	110
4.3.2. Medición de distancias	110
4.4. RESULTADOS PARA EL TERCER OBJETIVO ESPECIFICO	111
4.4.1. Análisis de errores en las mediciones en los equipos topográficos.....	111
4.5. ANÁLISIS ESTADÍSTICO	112
4.6. PRUEBA DE HIPÓTESIS	113
4.7. DISCUSIÓN	114
V. CONCLUSIONES.....	116
VI. RECOMENDACIONES	118
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119
ANEXOS.....	123

Área : Ciencias naturales

Tema: Topografía, geodesia, cartografía y catastro

Fecha de sustentación: miércoles 22 de diciembre del 2021



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Medición Electrónica de Distancias.....	22
Figura 2. Teodolito electrónico.....	25
Figura 3. Trípode	26
Figura 4. Estacionamiento del Trípode.....	26
Figura 5. Nivelación del Teodolito	27
Figura 6. Tornillo de fijación de movimiento horizontal.....	27
Figura 7. Operación del teodolito	28
Figura 8. Mira topográfica	30
Figura 9. Distancias horizontales.....	31
Figura 10. Lectura en centímetros	32
Figura 11. Lectura en metros	32
Figura 12. Poligonal levantada usando teodolito y estadía.....	34
Figura 13. Elaboración de tabla para digitalización de datos (a) y (b)	35
Figura 14. Odómetro digital.....	36
Figura 15. Estación total Topcon Gm-55.....	37
Figura 16. Prisma.....	37
Figura 17. Bastón porta Prisma.....	38
Figura 18. Lectura con estación total.....	38
Figura 19. Nomograma Presión Atmosférica -ppm.....	42
Figura 20. Tipos de triangulación	49
Figura 21. Polígono abierto	52
Figura 22. Condiciones básicas para determinar un ángulo	55
Figura 23. El datum como resultado de la tangente entre elipsoide y geoide.....	64
Figura 24. Valores de longitud y latitud de un punto sobre la esfera	65



Figura 25. Distribución de las zonas en todo el mundo.....	66
Figura 26. Localización del proyecto de investigación	75
Figura 27. Localización del proyecto de investigación	80
Figura 28. Punto Fijo PCG-01 y PCG-02 de orden C	83
Figura 29. Obtención de coordenadas de los puntos de control con el GPS	83
Figura 30. Software Galaxy G1 para Procesamiento de Datos.....	84
Figura 31. Medición de base con equipo estación total.....	87
Figura 32. Medición de base con equipo teodolito electrónico	90
Figura 33. Medición de base con equipo odómetro digital.....	91
Figura 34. Instalación de puntos de control geodésicos PCG-01	124
Figura 35. Instalación de puntos de control geodésicos PCG-02	124
Figura 36. Medición de distancia con Teodolito electrónico Nikon.....	125
Figura 37. Medición de distancia con Odómetro digital	125
Figura 38. Medición de distancia con Estación Total Topcon	126
Figura 39. Placas de bronce de puntos geodésicos	126



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Precisión en la medición de distancias	24
Tabla 2. Registro de campo de levantamiento de un polígono usando estadía.	34
Tabla 3. Corrección de nivel aparente, nivelación indirecta.....	41
Tabla 4. Relación: Altitud – presión atmosférica.	43
Tabla 5. Esfericidad terrestre	45
Tabla 6. Cartera para levantamiento de un poligonal abierta	51
Tabla 7. Ubicación del lugar de Investigación en coordenadas UTM-WGS84.....	76
Tabla 8. Ubicación del lugar de Investigación en coordenadas Geográficas	76
Tabla 9. Coordenadas UTM WGS-84	85
Tabla 10. Coordenadas Topográficas WGS-84	85
Tabla 11. Datos de medición de longitud topográfica con estación total	87
Tabla 12. Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 1)	88
Tabla 13. Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 2)	88
Tabla 14. Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 3)	89
Tabla 15. Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 4)	89
Tabla 16. Resumen de medición de longitud con teodolito electrónico	90
Tabla 17. Datos de medición de longitud topográfica con odómetro digital.....	91
Tabla 18. Análisis de la eficiencia de los equipos topográficos en 1000 m.l.	92
Tabla 19. Análisis de la precisión de los equipos topográficos en 1000 m.l.	93
Tabla 20. Mayor precisión de los equipos topográficos en 1000 ml.	93
Tabla 21. Comparación de medición de longitud con estación total	107
Tabla 22. Comparación de medición de longitud con teodolito electrónico	108
Tabla 23. Comparación de medición de longitud con odómetro digital.....	108
Tabla 24. Resumen de comparación de mediciones con los tres equipos topográficos	108



Tabla 25. Resumen de comparación de eficiencia en los tres equipos topográficos	109
Tabla 26. Resumen de comparación de la precisión en los tres equipos topográficos .	111
Tabla 27. Resumen de comparación de la precisión en los tres equipos topográficos .	111
Tabla 28. Análisis estadístico (ANOVA) en 1014.939 m.l.	112



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

DATUM	: Sistema de Referencia Geodésico.
DH	: Distancia horizontal
GPS	: Global Positioning System (Sistema de Posicionamiento Global).
GNSS	: Global Navigation Satellite System (Sistema Satelital de Navegación Global).
IGN	: Instituto Geográfico Nacional.
max	: Error máximo tolerable.
ppm	: Partes por Millón.
PC	: Punto de cambio.
UTM	: Universal Transversal Mercator (sistema de coordenadas universal transversal de Mercator).
WGS84	: World Geodetic System (Sistema Geodésico Mundial) 1984.
(+)	: Vista atrás.
(-)	: Vista adelante.
m.l.	: Metros lineales.



RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado “Comparación de mediciones con equipos topográficos: estación total, teodolito electrónico y odómetro digital, en una longitud de 1000 m.l, en el Distrito de Platería, Puno” se desarrolló en el Centro Poblado de Pallalla, Distrito de Platería, específicamente en el Km 0+300 al Km 1+314.939 de la carretera Platería - Charcas; La metodología para iniciar el presente trabajo de investigación fue que se establecieron dos puntos geodésicos de control horizontal con el GPS Diferencial en una longitud de 1014.939 m.l; a partir de los datos procesados de los puntos PCG – 01 y PCG – 02, se procedió a medir las distancias con los equipos mencionados, con la información obtenida en campo, por ello el objetivo principal de esta investigación es determinar la comparación de mediciones entre estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1014.939 m.l. en el Distrito de Platería, Puno, asimismo determinar la eficiencia, precisión y errores relativos de los tres equipos topográficos, luego se obtuvo un resultado de 0.009 m. que equivale a 0.799% de error en estación total; mientras que en teodolito electrónico se obtuvo 0.160m. equivalente a 13.783% de error y en el odómetro digital se obtuvo 0.989m que equivale a 85.418% de error, Finalmente, como conclusión: los tres equipos tienen una diferencia estadísticamente significativa en la obtención de distancias, por tanto, la estación total es eficiente y preciso que se encuentran dentro del margen de tolerancia de errores, el teodolito electrónico y odómetro digital no son precisos en lo que se refiere a la medida de distancia.

Palabras Claves: Topografía, mediciones, comparación e instrumentos.



ABSTRACT

The present research work entitled "Comparison of measurements with topographic equipment: total station, electronic theodolite and digital odometer, in a length of 1000 ml, in the District of Platería, Puno" was developed in the Centro Poblado de Pallalla, District of Platería, specifically at Km 0 + 300 to Km 1 + 314,939 of the Platería - Charcas highway; The methodology to start the present research work was established two horizontal geodetic control points with the Differential GPS in a length of 1014.939 m.l; From the processed data of the PCG - 01 and PCG - 02 points, we proceeded to measure the distances with the aforementioned equipment, with the information obtained in the field, therefore the main objective of this research is to determine the comparison of measurements between total station, electronic theodolite and digital odometer in 1014.939 ml In the District of Platería, Puno, also to determine the efficiency, precision and relative errors of the three topographic equipment, then a result of 0.009 m was obtained. which is equivalent to 0.799% total station error; while in electronic theodolite 0.160m was obtained. equivalent to 13.783% error and 0.989m was obtained in the digital odometer, which is equivalent to 85.418% error. Finally, as a conclusion: the three teams have a statistically significant difference in obtaining distances, therefore, the total station is efficient and accurate that are within the error tolerance range, the electronic theodolite and digital odometer are not accurate when it comes to distance measurement.

Keywords: Topography, measurements, comparison and instruments.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La ingeniería de la construcción reciente ante la necesidad de satisfacer la calidad de vida de la población con obras civiles como caminos, puentes, edificaciones y obras hidráulicas, el control horizontal es de vital importancia en los diferentes proyectos, lo que conlleva a una búsqueda de equipos y métodos precisos para su óptimo control, por el cual se plantea comparar los diferentes equipos y determinar si existen diferencias en las mediciones (Cifuentes, 2015).

La topografía es una disciplina que inicia en el campo con la recolección de datos para ubicar puntos en el espacio; al proceso de medición de cualquier porción de tierra se le denomina levantamiento topográfico; es importante mencionar que todo levantamiento se divide en planimetría (control horizontal) y altimetría (control vertical), los cuales se pueden realizar con diversos instrumentos de medición (Mactzul, 2018).

El levantamiento topográfico es el inicio del estudio técnico y descriptivo de una superficie geográfica. Se trata de analizar las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también las alteraciones de la misma.

A partir de una posición con ubicación conocida y elevación, se miden la distancia y ángulos para el punto desconocido.

La Estación Total, que es un dispositivo electrónico de medición de distancia, también se puede utilizar para nivelar cuando se establece en el plano horizontal. El teodolito electrónico sirve para medir distancia vertical y ángulo horizontal, la capacidad de ésta es mínima comparando con la Estación Total. De la misma forma el odómetro digital también se observa la diferencia de errores en la medición de la distancia.



Viendo estos equipos en el campo de la ingeniería topográfica, el uso más adecuado es la estación total por lo tanto se debe utilizar en cualquier campo de la medición geográfica.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el campo de la topografía es necesario conocer la rapidez, precisión, y errores relativos de los equipos topográficos como estación total, teodolito electrónico y odómetro digital, para realizar comparaciones de puntos de control geodésico.

A pesar de la aparición de otros equipos topográficos, actualmente se siguen utilizando estos equipos en el campo de la ingeniería, ya que estos equipos son más accesibles, esto se plasma en la actualidad ya que se observan los errores humanos, los factores climáticos, factores económicos, factores instrumentales y otros.

El propósito de estudio es conocer las ventajas y desventajas en cuanto a los costos, cuidado de los equipos, la calidad de estos y el manejo de los equipos existentes en el campo de la topografía, tales como estación total, teodolito electrónico y odómetro digital, estos mismos nos dará resultados en el momento de la aplicación en el campo de la ingeniería.

Para tomar una decisión en el uso de los equipos es que tenemos que conocer la precisión, el tiempo en la toma de datos y el costo de hora equipo y también tenemos que saber la precisión que demanda cada tipo de proyecto en sus términos de referencia sobre todo en lo que respecta a la precisión y costo. Con la presente investigación comparo las mediciones en kilometro longitudinal de vía; se encontró la precisión de los 03 equipos mencionados en comparación con la precisión del GPSD. Los equipos que se investigan se siguen usando aquí en la región e indistintamente en las otras regiones del país.

Para ello se formularon las siguientes preguntas de investigación:



1.2. FORMULACIÓN DE PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

1.2.1. Pregunta general

- ¿Cuál será la eficiencia, precisión y error relativo en las mediciones entre estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno?

1.2.2. Preguntas específicas

- ¿Cuál es la eficiencia entre una estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno?
- ¿Cuál será la precisión entre una estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno?
- ¿Cuál será el error relativo entre una estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno?

1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

Se formula las hipótesis de investigación:

1.3.1. Hipótesis general

- Existen diferencias significativas entre las mediciones comparadas de la estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 ml. en el Distrito de Platería, Puno.

1.3.2. Hipótesis específicas

- La eficiencia es mayor en una estación total, que en un teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno.
- Existe mayor precisión en una estación total, que en un teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno.



- El error relativo en una estación total, es menor que en teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Luego se plantearon los siguientes objetivos de investigación:

1.4.1. Objetivo general

- Determinar la comparación de mediciones entre estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 ml. en el Distrito de Platería, Puno.

1.4.2. Objetivos específicos

- Comparar la eficiencia entre una estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno.
- Comparar la precisión entre una estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno.
- Comparar el error relativo entre una estación total, teodolito electrónico y odómetro digital en 1000 m.l. en el Distrito de Platería, Puno.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. REFERENCIAS TEÓRICAS

2.1.1. Topografía

Según (Alcántara, 1999) La 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 de la superficie terrestre, en otras palabras, la topografía estudia los métodos y procedimientos para hacer mediciones sobre el terreno y su representación gráfica. Ejecuta replanteos sobre el terreno para la realización de diversas obras de ingeniería a partir de las condiciones del proyecto establecidas sobre un plano; realiza también trabajos de deslinde, división de tierras, catastro rural y urbano y en su forma más refinada determina los límites entre estados y entre países.

(Mendoza, 2020) Es una disciplina científica que se ocupa del estudio detallado de la superficie terrestre en el sentido geométrico, así como de los métodos de representación de los elementos del terreno en un plano en forma de mapas y planos topográficos. Esta internamente relacionada con la geodesia, geografía, geomorfología y otras ciencias. Los planos topográficos son una representación ortogonal del terreno.

Al reconocer la reciente amplitud e importancia de la práctica de la topografía, la Internacional Federación of Surveyors, recientemente adopto la siguiente definición: “Un topógrafo es un profesional con las características académicas y pericia técnica para realizar una o más de las siguientes actividades”.

- Determinar, medir y representar el terreno, los objetos tridimensionales, los campos puntuales y las trayectorias.



- Reunir e interpretar la información del terreno relacionados geográficamente,
- Usar esa información para la planeación y administración eficiente del terreno, el mar y cualesquiera estructuras colocadas ahí; y
- Realizar investigación sobre las prácticas anteriores y desarrolladas (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.2. Mediciones topográficas directas e indirectos

2.1.2.1. Mediciones directas

Según (García, 2003) Topografía, se entiende por distancia entre dos puntos la distancia horizontal. La medida directa de una distancia consiste en la aplicación material de la unidad de medida a lo largo de su extensión. El método más común de determinar distancias es con la medida directa por medio de la cinta.

Es aquella en la cual se obtienen la medida “exacta” mediante un proceso visual, a partir de una simple comparación con la unidad patrón (Mendoza, 2017).

Son mediciones en el cual se realiza con el metro, generalmente se utilizan cintas, odómetro, pasos e hilo invar, que la cinta métrica tienen longitudes de 10, 20, 30 ó 50 metros, graduadas en metros, decímetros, centímetros y milímetros. Estas cintas pueden ser de acero, fibra de vidrio o tela. La distancia con la cinta métrica, entre dos puntos, se obtiene sumando las medidas parciales realizadas para cubrir la separación entre ellos (Jiménez, 2007).

2.1.2.2. Mediciones indirectas

Según (Wolf & Ghilani, 2016) Emplea una medición indirecta cuando no es posible aplicar un instrumento directamente a la cantidad por medirse. La propuesta se determina entonces por su relación con otro valor o valores medidos. En topografía se

hacen muchas mediciones indirectas y como todas tienen errores es inevitable que las cantidades calculadas a partir de ellas también los tengan. La manera en que se combinan los errores en las mediciones para producir las respuestas de cálculo erróneas propagación de error.

“La medición que se obtiene mediante ciertos aparatos o cálculos matemáticos ya que se hace imposible medirla mediante un proceso visual simple” (Mendoza, 2017).

2.2. MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS (EDM)

Según (Mendoza, 2017) Este método mide directamente la distancia que hay entre dos puntos, gracias a la propagación de la energía electromagnética (ida y vuelta) desde su punto de emisión hasta receptor ubicado en otra posición. El principio inicial se basa en la ley correspondiente al movimiento rectilíneo uniforme.

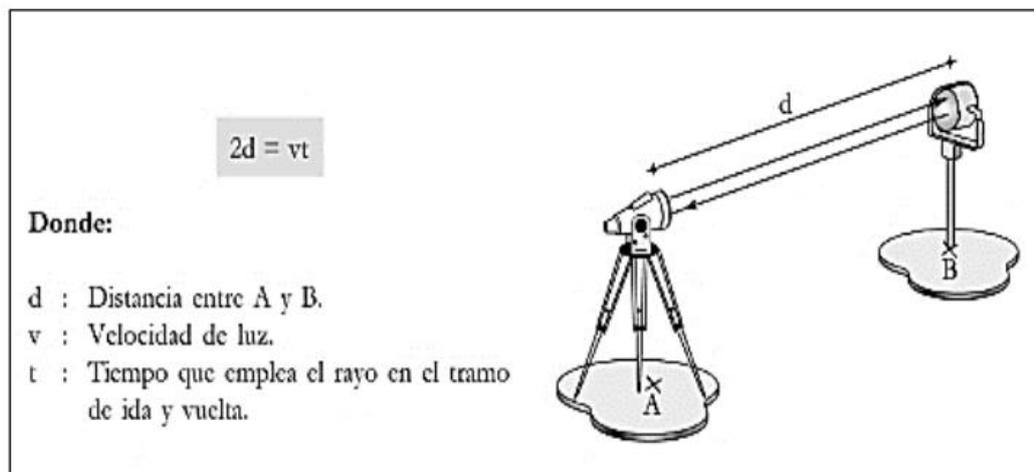


Figura 1. Medición Electrónica de Distancias.
Fuente: Mendoza, 2017

$$2d = v * t$$

Dónde:

d = distancia entre A y B

v = velocidad de la luz.



t = tiempo que emplea el rayo en el tramo de ida y vuelta

Explicación del fenómeno físico: (Mendoza, 2007): Explica que de la expresión:

$$2d = v * t$$

d = Es la distancia por calcular.

$$2d = v * t$$

v = Velocidad de la onda portadora que viene estar dada por el valor de la velocidad de la luz, ya que las ondas emitidas son electromagnéticas; no es difícil entender que dicha velocidad varia con las condiciones atmosféricas (presión y temperatura); sin embargo, esto no es problema, dado que se pueden realizar las correcciones respectivas (dato).

t = tiempo que demora la onda en recorrer la distancia $2d$, ello significa de un reloj de alta precisión capaz de medir tiempos muy pequeños, lo cual implicaría un costo muy alto en el equipo, sin embargo, es posible medir dicho tiempo.

(Mendoza, 2017) En la actualidad los equipos que usan MED, emplean el mismo principio (ondas electromagnéticas) pero miden el desfase final o fracción de onda repitiéndose esta operación para ondas de diferentes frecuencias (menor o mayor); obteniendo como resultado la distancia buscada.

Tabla 1

Precisión en la medición de distancias

Método	Precisión relativa	Uso	Instrumento
A pasos	1/100 a 1/200	Levantamiento a escala pequeña, comprobación de mediciones de mayor precisión.	Podómetro
Estadía	1/300 a 1/1000	Levantamiento de detalles, comprobación de mediciones de mayor precisión.	Teodolito y mira
Medición Ordinaria Con cinta	1/3000 a 1/5000	Poligonales para levantamientos de terreno y levantamientos topográficos de control de rutas y construcción.	Cinta de acero, estacas y Plomadas.
Medición precisa con Cinta	1/1000 a 1/3000	Poligonales de levantamientos en ciudades, líneas de base para triangulación de baja precisión y levantamientos de construcción.	Cinta de acero calibrada, termómetro, dinamómetro.
Medición electrónica De distancia	$\pm(10 \text{ mm} + 10\text{ppm})$ a $\pm(0.2 \text{ mm} + 0.2 \text{ ppm})$	Se emplea en todos tipos de levantamiento desde taquimetría, poligonales de precisión, medición de deformaciones, replanteos de precisión hasta en redes geodésicas básicas.	Distanciómetros o estación total y prisma
Sistema de posicionamiento Global	$\pm(10 \text{ mm} + 10\text{ppm})$ a $\pm(3 \text{ mm} + 0.01 \text{ ppm})$	Redes de alta precisión, medición de control geodinámico, geodesia de alta precisión.	Receptores GPS diferencial.

Fuente: Mendoza, 2017

2.2.1. Errores en la medición electrónica de distancia

Partes por millón (ppm). Expresa la precisión o error relativo de una medición.

$$\pm \frac{1\text{mm}}{1\text{Km}} \quad 1\text{ppm} = \pm; \text{significa que por cada kilómetro de distancia puede existir}$$

un error de $\pm 1\text{mm}$.

Para $\pm 1\text{ppm}$; el error relativo será:

$$E_R = \frac{1\text{mm}}{1\text{Km}} = \frac{1\text{mm}}{1000000\text{mm}} = \frac{1}{\frac{1000000\text{mm}}{1\text{mm}}} = \frac{1}{1000000}$$

Para $\pm 5\text{ppm}$; el error relativo será

$$E_R = \frac{5\text{mm}}{1\text{Km}} = \frac{5\text{mm}}{1000000\text{mm}} = \frac{1}{\frac{1000000\text{mm}}{5\text{mm}}} = \frac{1}{200000}$$

Deducimos que $\pm 1\text{ppm}$ es más preciso respecto a $\pm 5\text{ppm}$. (Mendoza, 2017).

2.3. TEODOLITO ELECTRÓNICO

(Delgadillo, 2013) El teodolito es un aparato que se utiliza en topografía para medir ángulo horizontal y vertical, con gran precisión, para trazar alineaciones rectas y para medir distancias horizontales y alturas (distancias horizontales) por taquimetría. Para medir ángulos horizontales y verticales, el telescopio que puede girarse horizontalmente como verticalmente (alrededor de plano superior). Para realizar esta tarea es indispensable que se cumpla dos condiciones:



Figura 2. Teodolito electrónico
Fuente: Delgadillo, 2013

2.3.1. Trípode

(Delgadillo, 2013) Es el Soporte del aparato, con 3 pies de madera o metálicos, con patas extensibles o telescópicas que terminan en regatones de hierro con estribos para pisar y clavar en el terreno. Deben ser estables y permitir que el aparato quede a la altura de la vista del operador 1.40 - 1.50 m. Son útiles también para aproximar la nivelación del aparato.



Figura 3. Trípode
Fuente: Delgadillo, 2013

2.3.2. Estacionamiento del trípode

Antes de instalar el teodolito, debe de estar clavada la estaca en la estación y colocada la puntilla en la misma.



Figura 4. Estacionamiento del Trípode
Fuente: Delgadillo, 2013

Todo teodolito dispone de un trípode que le servir de soporte el cual debe de centrarse con la ayuda de una plomada o bastón, dependiendo del tipo de trípode.

Los trípodes deben de colocarse soltando las patas girando hacia la izquierda los tornillos que tienen para su fijación.

2.3.3. Nivelación del Teodolito

1. Colocado el Teodolito en la base del trípode, deben tenerse en cuenta dos (2) elementos. El nivel de burbuja tubular y/o el nivel de “ojo de pollo” que tiene el teodolito y los tornillos de nivelación que tres (3).

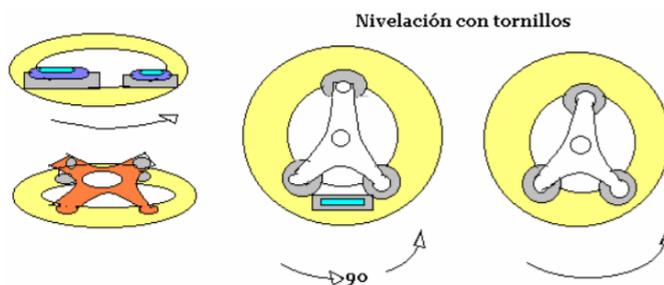


Figura 5. Nivelación del Teodolito
Fuente: Delgadillo, 2013

2. Inicialmente se suelta el tornillo de fijación de movimiento horizontal o tornillo medio (el cual se describe más adelante) con el fin de que el teodolito pueda girarse en sentido horizontal. Se mueve el teodolito de tal manera que el nivel de burbuja tubular quede paralelo a dos (2) tornillos de nivelación.

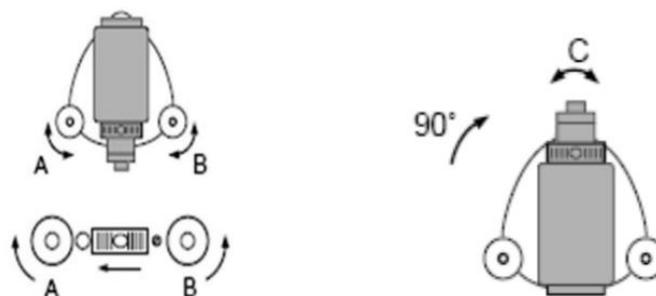


Figura 6. Tornillo de fijación de movimiento horizontal
Fuente: Delgadillo, 2013

3. Posteriormente para una nivelación rápida, se giran los tornillos de nivelación hacia adentro o hacia afuera con el fin de centrar la burbuja del nivel tubular. Si se desea una nivelación un poco más lenta, basta con girar un solo tornillo.

4. Seguidamente se gira el teodolito noventa grados (90°) de tal manera que el nivel tubular quede perpendicular a los tornillos con que se niveló anteriormente.

5. Esto implica que el nivel tubular “apunta” hacia el tercer tornillo que no se ha tocado hasta el momento. En seguida se procede a nivelar el teodolito solo con el tercer tornillo hasta que la burbuja quede centrada en el nivel tubular.

6. Luego se devuelve el teodolito a su posición inicial; es decir; paralelo a los dos (2) tornillos iniciales, verificando que la burbuja quede centrada en el nivel tubular. Si esto no ocurre se nivela nuevamente y se continua la operación hasta que en cualquiera de las dos (2) posiciones del teodolito, la burbuja quede centrada en el nivel tubular. Si toda la operación es correcta, al verificar el nivel “ojo de pollo” del Teodolito se observará que la burbuja está centrada en el círculo de este nivel.

7. Una vez nivelado el teodolito, si este dispone de plomada óptica, se verifica que la puntilla de la estaca esté ubicada en el cruce de los hilos del retículo de la plomada óptica.

2.3.4. Operación del teodolito

(Delgadillo, 2013) Antes de proceder a manejar el teodolito, el usuario debe de familiarizarse con el tipo de teodolito, la ubicación con cada uno de los tornillos, “si amarra” o “no amarra” ángulos y como se basa la lectura de ángulos.



Figura 7. Operación del teodolito
Fuente: Delgadillo, 2013



2.3.5. Lecturas de ángulos.

1) Este procedimiento debe de realizarse tanto para ángulos horizontales como ángulos verticales.

2) Para leerse ángulos deben de observarse por el ocular para la lectura de ángulos. En el que se precisan varias ventanas: la ventana AZ en la que se leen ángulos horizontales, la ventana V para leer ángulos y ocasionalmente una tercera ventana que se leen minutos y segundos.

3) Primero se debe de dar vista del objeto que general es una estaca de punto o estación. Se fija (gira a la derecha) el tornillo de movimiento horizontal y/o vertical y se perfecciona y ajusta exactamente la visual con el tornillo lento horizontal y/o vertical.

4) Si el teodolito no tiene micrómetro, basta o con observar en la ventana correspondiendo el ángulo en grados, minutos y segundos.

5) Si el teodolito dispone de una tercera ventana, como (modelo) en la ventana AZ se leen los grados y en la tercera ventana los minutos y segundos. Si no dispone de una tercera ventana, la lectura de grados, minutos y segundos se hará simultáneamente en la ventana AZ.

6) En cuanto a la lectura de ángulos verticales se aclara que estas tienen como cero ($0^{\circ} 0' 0''$) el cenit. Es decir que el cero esta cuando el telescopio apunta hacia arriba. Si el telescopio esta invertido marcara en la ventana V 270° y si esta, al contrario, marcara 90° . Si el telescopio apunta hacia abajo marcara 180° .

7) La relación entre ángulos verticales y cenitales está dada por la ecuación $\text{ángulo cenital} = 90^{\circ} - \text{ángulo vertical}$.

Los teodolitos varían en la precisión de lecturas angulares dependiendo de la marca y el modelo.

Estadía: Es una regla vertical graduada en centímetros, por lo general tiene cuatro metros de longitud, algunas estadías poseen un nivel para asegurar que esta se encuentre completamente vertical y de esta forma las medidas sean más exactas.

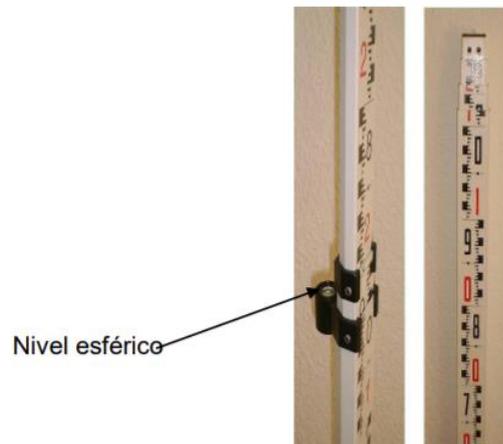


Figura 8. Mira topográfica
Fuente: Delgadillo, 2013

2.3.6. Distancias horizontales

(Delgadillo, 2013) Además del hilo horizontal, la retícula de un teodolito tiene otros dos hilos horizontales para la medición con estadía, llamados hilos estadimétricos, equidistantes del hilo central. La Distancia Horizontal (DH) del centro del instrumento al estadal es:

$$DH = K_S + (f + c) = K_S + C$$

Donde:

K= Factor de intervalo de estadía

F= Distancia Focal

C=Distancia del centro del instrumento al foco principal

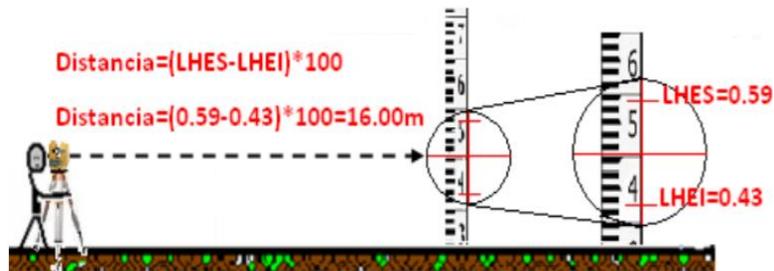


Figura 9. Distancias horizontales
Fuente: Delgadillo, 2013

2.3.7. Distancia con visual inclinada

La mayoría de las visuales de estadía son inclinadas debido a su configuración variante del terreno, pero la longitud interceptada se lee sobre un estadal sostenido a plomo y la distancia es reducida a distancia horizontal. Partiendo de la siguiente fórmula:

$$DH = K_S \cos^2 \Delta + C \cos 0^0$$

Considerando que el $\cos 0^0 = 1$, tenemos $DH = K_S \cos^2 \Delta + C$ y considerar para anteojos de enfoques interno ($C=0$).

Obtenemos como fórmula para el cálculo de la Distancia Horizontal la establecida a continuación.

$$DH = K * S * \cos^2 \Delta$$

Dónde:

$$K = 100$$

$$S = (hs - hi)$$

hs= hilo superior

hi= hilo inferior

Δ = ángulo vertical comprendido entre el horizonte y la visual al punto

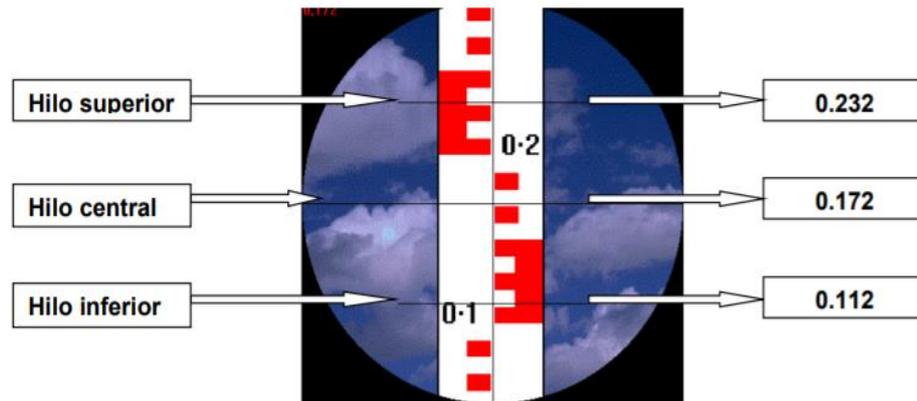


Figura 10. Lectura en centímetros
Fuente: Delgadillo, 2013

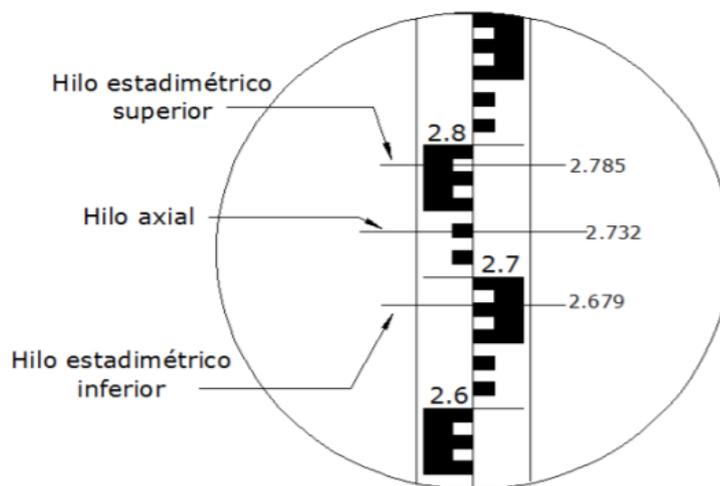


Figura 11. Lectura en metros
Fuente: Delgadillo, 2013

2.3.8. Errores en los levantamientos con estadía

Muchos de los errores de los levantamientos con estadía son comunes a todas las operaciones semejantes de medir ángulos horizontales y diferencias de elevación, las fuentes de errores en la determinación de las distancias horizontales calculadas con los intervalos de estadía son los siguientes:

1. La constante estadimétrica no es la supuesta.
2. La estadía no se encuentra completamente vertical, por esta razón es importante que esta tenga un nivel para evitar que se balancee.



3. La lectura en la estadía es incorrecta, este es el error más común el cual afecta considerablemente en el cálculo de la distancia.

4. Mala lectura de los ángulos verticales, esto provoca errores en las diferencias de elevación.

5. También se pueden producir errores debido a fallas del instrumento como cuando existe una separación incorrecta de los hilos estadimétricos.

Todos estos errores pueden evitarse manejando cuidadosamente el instrumento, usando instrumentos en buen estado y evitando visuales demasiado largas.

2.3.9. Levantamiento con teodolito electrónico y estadía

Cuando solo se desea obtener la posición horizontal de objetos y líneas como en algunos reconocimientos preliminares, levantamientos aproximados de linderos y levantamientos detallados de planos, el Método de Estadía, empleando el teodolito es suficientemente preciso y considerablemente más rápido y económico que los levantamientos efectuados con teodolitos y cinta. Los intervalos de estadía y los ángulos horizontales (o direccionales) se toman cada vez que se lee el estadal. En cada estación se barrerán los ángulos horizontales, las lecturas del hilo superior e inferior y los ángulos verticales por medio del registro siguiente:

Tabla 2

Registro de campo de levantamiento de un polígono usando estadía.

EST.	P.O.	hi	Elev. de estación	HILOS TAQUIMÉTRICOS			ÁNGULO VERTICAL	ÁNGULO HORIZONTAL	OBSERVACIONES
				HILO INF.	HILO MEDIO	HILO SUP.			
A	1	1,52	100,00	1,22	1,50	1,78	90°02'25"	23°10'05"	Borde de banqueta

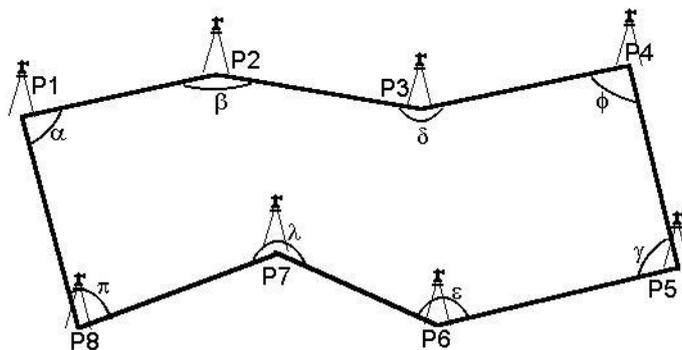


Figura 12. Poligonal levantada usando teodolito y estadía
Fuente: Delgadillo, 2013

2.3.10. Procedimiento de gabinete

Los trabajos realizados en oficina o llamados de gabinete, consisten principalmente en la interpretación de los datos y registros tomados en campo durante el levantamiento topográfico y el planteamiento de estos en un producto final que puede ser un dibujo de planta, perfil, curvas de nivel, secciones o los informes necesarios para lo que son requeridos. Con el uso de la computadora, los trabajos de cálculo en gabinete

para levantamientos taquimétricos pueden reducirse y facilitarse considerablemente por medio de una hoja de cálculo electrónica.

Puntos	Ángulo horizontal.			Ángulo vertical.		
	Grad.	Min.	Seg.	Grad.	Min.	Seg.
PCG01						
A						
B						
C						
D						
E						

(a)

Angulo vertical	HS	HI	Distancia vertical	Distancia horizontal
(Rad.)			(m)	(m)

(b)

Figura 13. Elaboración de tabla para digitalización de datos (a) y (b)
Fuente: Elaboración propia

2.3.11. Precisión teórica y posibles causas de error

En el libro de Topografía de (Wolf & Brinker, 1997) se menciona que: “es posible en taquimetría tener una relación de error de 1/300 a 1/500, en el caso de una poligonal trazada con teodolito y estadía, con el cuidado normal y efectuando lecturas hacia adelante y hacia atrás.”

2.4. ODÓMETRO DIGITAL

Consta de una rueda de un metro de circunferencia que está sujeta a una horquilla con mango que tiene un contador automático. Este contador va registrando el número de vueltas dadas por la rueda y el número que gire esta rueda será iguala la distancia en metros.



Figura 14. Odómetro digital
Fuente: Elaboración propia

A pesar de ser un instrumento sencillo de utilizar su precisión es limitada, ya que solamente se lo utiliza para la verificación de distancias medidas con otros métodos, levantamientos preliminares para vías y reconocimientos previos.

2.5. ESTACIÓN TOTAL

Se conoce como Estación Total la combinación de un teodolito electrónico, un medidor de distancia electrónico y un procesador, por lo que con una estación total se

puede medir rápidamente y con exactitud, ángulos horizontales, verticales e inclinados con su respectiva dirección, las coordenadas horizontales y verticales de un punto.



Figura 15. Estación total Topcon Gm-55
Fuente: Elaboración propia

2.5.1. Prisma:

Es conocido como objetivo (target) que al ubicarse sobre un punto desconocido y ser observado por la Estación Total capta el láser y hace que rebote de regreso hacia el instrumento.



Figura 16. Prisma
Fuente: Elaboración propia

2.5.2. Bastón Porta Prisma:

Es un tipo de bastón metálico con altura ajustable, sobre el que se coloca el prisma. Posee un nivel circular para ubicarlo con precisión sobre un punto en el terreno.



Figura 17. Bastón porta Prisma
Fuente: Elaboración propia

2.5.3. Levantamiento con estación total

Consiste en ubicar la estación total en un punto de cota conocida, para luego medir la altura instrumental, mientras que el ayudante coloca la porta prisma vertical en un punto “B” cuya cota se desea conocer (previamente se debe medir la altura del mismo). Finalmente, el operador realiza la medición electrónica respectiva.

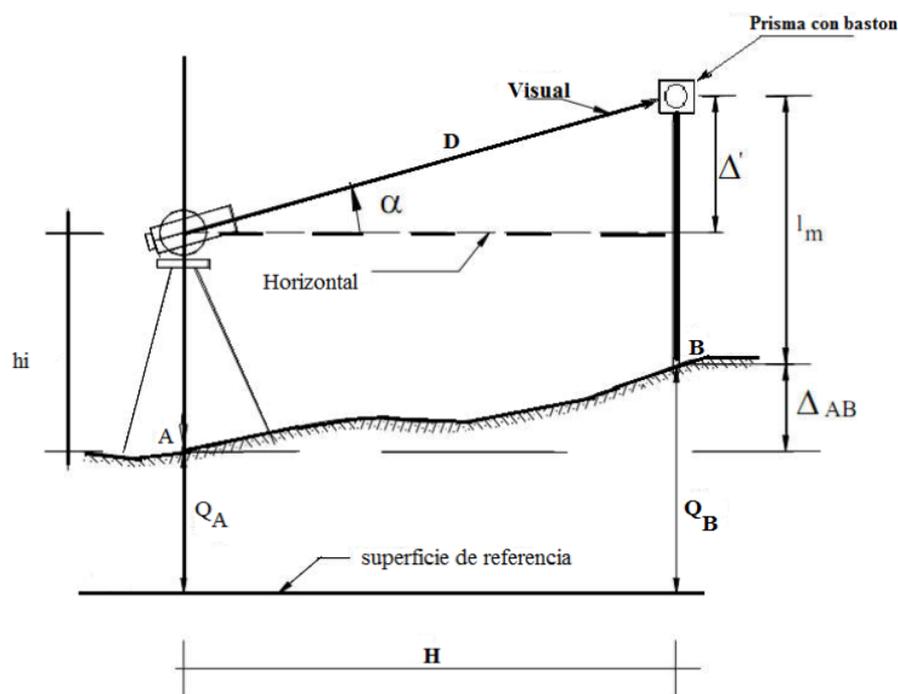


Figura 18. Lectura con estación total
Fuente: (Hudiel, 2010)

Analizando el nivel base:



$$Cota A + h + Dv = Cota B + H$$

$$Cota B - Cota A = Dv + (h - H)$$

Este método utiliza ángulos verticales para la determinación del desnivel entre dos puntos. Para realizar este método es primordial utilizar estaciones totales. (Mendoza, 2017)

Las características de las mismas están definidas en las normas ISO 1900, generalizadas en:

Distanciómetro de infrarrojos:

- Alcance: 2 000 m.
- Precisión: $1 \text{ mm} \pm 1.5 \text{ ppm}$

Estación total:

- Sensibilidad: 30cc
- Aumentos: 30 x

Las ecuaciones generales utilizadas en la nivelación trigonométrica se pueden deducir de la siguiente manera:

$$\Delta_{AB} = D \operatorname{sen} \alpha + (1 - K) \left[\frac{(D \cdot \cos \alpha)^2}{2R} \right] + (h_i - l_m)$$

En donde:

Δ_{AB} = Desnivel entre A y B

D = Distancia inclinada (en m.)

α = Angulo vertical de elevación

R = Radio de la tierra



(Ecuador = 6 378 137 m.)

(Polo = 6 356 752 m.)

K = Refracción de Gauss (0.16)

hi = Altura del instrumento

lm = Altura del prisma

El ángulo vertical se mide con una estación total. El método de nivelación trigonométrica o por pendientes es de utilidad, cuando los puntos entre los que se desea conocer el desnivel se encuentran alejados, pero existe visibilidad entre ellos, siendo de gran aplicación en terrenos montañosos. Este método de nivelación es menos preciso que el de la nivelación Geométrica. Para realizar una nivelación Trigonométrica es necesario que la estación total tenga un bastón de medición de altura de instrumento incorporado o poseer un dispositivo de medición de altura de equipo y que el bastón del prisma se nivele con un trípode fijo, además se debe tener convenientemente materializados y señalizados los puntos a desnivel (Instituto Geográfico Nacional, 2016).

Corrección de nivel aparente (C)

Cuando la distancia horizontal entre los puntos a nivelar es muy grande hay que tener en cuenta el error de nivel aparente que viene a ser la suma de los errores producidos por la curvatura terrestre y la refracción atmosférica. El análisis es similar al que se realizó en el método de nivelación geométrica.

$$C = \frac{6}{14} \left(\frac{D^2}{R} \right)$$

C: corrección de nivel aparente (siempre positivo), D: distancia horizontal entre los puntos a nivelar y R: radio terrestre (6 400 km)



A continuación, se muestran algunos valores de C para diferentes distancias.

(Mendoza, 2017)

Tabla 3

Corrección de nivel aparente, nivelación indirecta.

D(m)	C(m)
0	0,0000
100	0,0007
250	0,004
500	0,017
1000	0,067
1500	0,15
2000	0,27
2500	0,42
3000	0,60

Fuente: (Mendoza, 2017)

2.6.ANÁLISIS GENERAL

Según la clasificación de errores estas se dividen en: propios, sistemáticos y accidentales. Si los valores medidos son almacenados en una libreta electrónica tal como sucede en una estación total, la probabilidad de la existencia de errores propios es casi nula; motivo por el cual tan solo se toma en cuenta los otros dos tipos de errores (Mendoza, 2017).

2.6.1. Análisis de los errores sistemáticos

Sabemos que estos generalmente aparecen debido a la influencia de agentes externos tales como la presión atmosférica, temperatura, humedad etc. En distanciómetros electrópticos y laser, los dos primeros tienen mayor incidencia; no obstante que estos afectan nuestros resultados, es posible su corrección mediante leyes matemáticas (Mendoza, 2017).

El valor de las correcciones atmosféricas es obtenido fácilmente con el siguiente Nomograma, para una humedad relativa de aire de 60%.

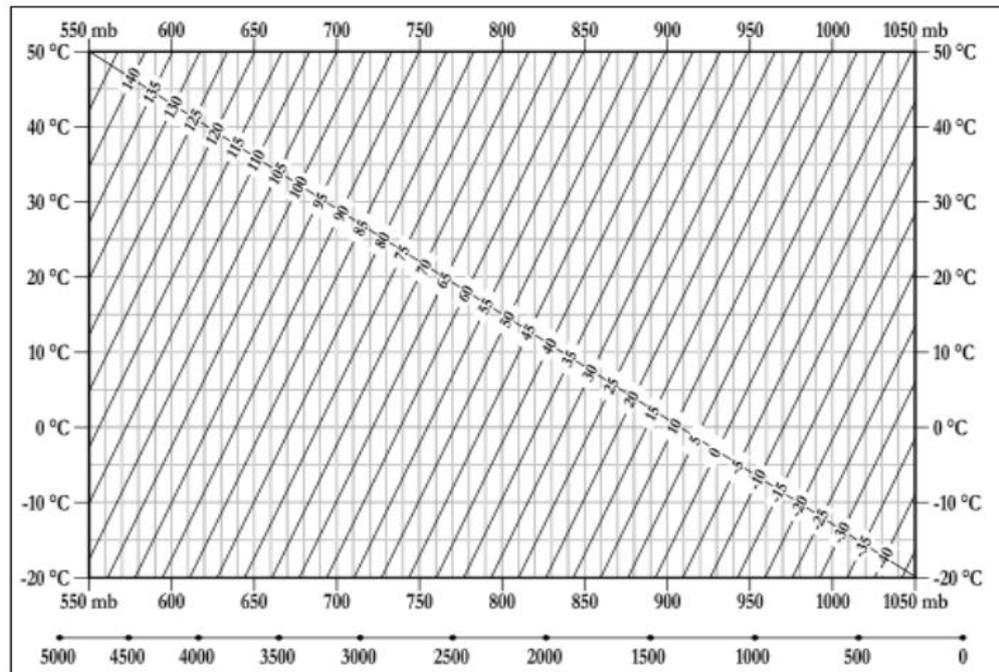


Figura 19. Nomograma Presión Atmosférica -ppm

Fuente: Mendoza, 2019

En la actualidad, la mayor parte de los distanciómetros se encuentran integradas en las estaciones totales; y en ellos se presentan dos opciones para definir la corrección atmosférica: una manera es medir en campo las lecturas de temperatura y presión para luego introducir los valores al equipo, este calcula la ppm; otra forma es digitar el valor de la corrección directamente al instrumento, para lo cual será necesario hacer uso del nomograma.

Tabla 4

Relación: Altitud – presión atmosférica.

Altura sobre el nivel del mar en metros	Presión atmosférica		Altura sobre el nivel del mar en metros	Presión atmosférica	
	mmHg	mbar		mmHg	mbar
0	760	1 013.25	2 500	560	746.61
100	751	1 001.25	2 600	553	737.27
200	742	989.25	2 700	546	727.94
300	733	977.25	2 800	539	718.61
400	725	966.59	2 900	532	709.28
500	716	954.59	3 000	526	701.28
600	707	942.59	3 100	519	691.94
700	699	931.92	3 200	512	682.61
800	690	919.92	3 300	506	674.61
900	682	909.26	3 400	500	666.61
1 000	674	898.59	3 500	493	657.28
1 100	666	887.93	3 600	487	649.28
1 200	658	877.26	3 700	481	641.28
1 300	650	866.60	3 800	474	631.95
1 400	642	855.93	3 900	468	623.95
1 500	634	845.26	4 000	462	615.95
1 600	626	834.60	4 100	456	607.95
1 700	618	823.93	4 200	450	599.95
1800	611	814.60	4 300	444	591.95
1 900	604	805.27	4 400	439	585.29
2 000	596	794.60	4 500	433	577.29
2 100	589	785.27	4 600	427	569.29
2 200	581	774.60	4 700	422	562.62
2 300	574	765.27	4 800	416	554.62
2 400	567	755.94	4 900	410	546.62
2 500	560	746.61	5000	405	539.96

Fuente: Mendoza, 2017.

2.6.2. Análisis de los errores accidentales

Los errores accidentales en estos equipos suelen expresarse con una desviación estándar mediante la siguiente expresión:



$$\bar{E} = \pm(a + b * D)$$

Dónde:

a: es un valor constante en mm.

b: es un valor proporcional a la distancia medida; se expresa en ppm (partes por millón).

Distancia medida en km.

Numéricamente se puede expresar un error como:

$$\bar{E} = \mp(3mm + 3ppm)$$

En este caso para 500 metros de distancia se tendrá:

$$\bar{E} = \pm \left(3mm + 3 \frac{mm}{km} * 0.5km \right) = \pm(3mm + 1.5mm)$$

$$E = \pm \sqrt{3^2 + (1.5)^2} = 3.4mm(\text{Error más probable})$$

Traducido a error relativo:

$$\text{Error relativo} = \frac{1}{\frac{500000}{3.4}} = \frac{1}{147000}$$

En distancias cortas, el error constante se hace importante; mientras que en distancias largas el error variable es considerable. La precisión de un distanciómetro está definida por el error accidental; así un distanciómetro de $\pm (1mm+1ppm)$, constituye un equipo de alta precisión.

La mayor parte poseen un error de $\pm (3mm+3ppm)$; no obstante, también se puede encontrar equipos de $\pm (5mm+5ppm)$; los cuales siguen siendo de precisión respetable, muestra de ello es que para una distancia de 1km se obtiene un error relativo de 1/141000 (Mendoza, 2017).



Tolerancias para trabajos de levantamientos o replanteos topográficos.

El uso de la estación total es casi genérico, por tanto, las instituciones no aceptan en la actualidad redes de apoyo con error relativo mayor de $1/5\ 000$ y es prácticamente común la siguiente clasificación: (Mendoza, 2017).

$1/5\ 000$: Levantamientos en zonas rurales.

$1/7500$: En zonas suburbanas.

$1/10\ 000$ o menor: En zonas urbanas.

2.6.3. Medición de distancias

Hace algunos años medir la distancia entre dos puntos, era labor de especialistas, dado su característica tediosa en cuanto al proceso de medición. Generalmente el topógrafo realizaba la medición tan solo de algunas distancias, dejando el saldo al cálculo trigonométrico. Hoy en día la tecnología, nos ofrece equipos sofisticados y métodos muy simples que solo basta oprimir un botón, para medir la distancia requerida y en cuestión de segundos obtener digitalmente el resultado buscado. En topografía, las distancias que se miden corresponden a líneas rectas, no obstante que la superficie terrestre no es plana. Si consideramos el radio de la Tierra $R \sim 6370\text{ km}$:

Tabla 5
Esfericidad terrestre

Distancia AB (Km)	e (mm)
1	0.01
5	0.26
10	2.05
15	6.93
20	16.43
25	32.09
30	55.45

Fuente: (Mendoza, 2019)



Del cuadro se observa que el error “e”, crece lentamente hasta $d = 15$ Km., con lo cual la diferencia “e” es aproximadamente 7mm y por tanto el error relativo de $1/2\ 140\ 000$, considera de muy elevada precisión. No obstante, los equipos topográficos actuales tienen un alcance mucho menor a 10 km lo cual induce a despreciar la influencia de la esfericidad terrestre en la medición de distancias (Mendoza, 2017).

2.6.4. Puntos de control

(Valencia, 2008) Conjunto de operaciones cuya finalidad es constatar o fiscalizar en el terreno la materialización de las obras de ingeniería, en el caso de una obra vial no solo se fiscaliza las dimensiones y componentes de la loza o carpeta de asfalto, con sus respectivos testigos y especificaciones técnicas, sino también los radios de curvatura, desarrollos, las posiciones de los principios y fin de curvas, el peralte, el bombeo, y demás elementos geométricos de las curvas verticales y horizontales. Por otro lado, en la propiedad minera, el inspector debe chequear la posición o amarre del hito de mensura a la red geodésica nacional, o a la red GPS, las correctas dimensiones de los hitos, y el método topográfico o geodésico utilizado. En general es según la actividad desarrollada y el organismo estatal con facultades de georreferenciación, lo que el inspector debe realizar

2.6.5. El punto de control en la topografía.

(Mendoza, 2017) Dice que el punto de control o punto topográfico, es aquel punto a partir del cual se realiza las mediciones lineales y/o angulares. En ocasiones estos puntos sirven de referencia para definir la dirección de un alineamiento. Los puntos topográficos se dividen en dos:



Puntos topográficos permanentes: son puntos de referencia fijos, creados antes y al margen del levantamiento topográfico, así tenemos, por ejemplo: los faros, las astas de las plazas, las antenas, los para rayos, hitos, etc.

Puntos topográficos temporales: son puntos creados especialmente para la realización de un proyecto, generalmente estos puntos deben desaparecer finalizado el levantamiento. Estos puntos se marcan con estacas de madera o fierro y se recomienda pintarlas para poder ubicarlas fácilmente, así mismo estas deben estar referidas a una estructura cercana.

Importancia de los puntos topográficos

En topografía cada punto topográfico representa el origen de un subsistema de coordenadas y gracias a él se podrá determinar la posición de otros puntos (Mendoza, 2017).

2.6.6. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico consiste en serie de actividades llevadas a cabo con el propósito de describir la composición de aquellas partes de la superficie de la tierra denominada relieve, conformada por la ubicación de accidentes naturales o artificiales. Esta observación se obtiene a partir de la posición de puntos en el terreno, dando por resultado las formas y detalles a ser mostrado en el plano.

(Zúñiga, 2010) Las diferencias de altura de los distintos relieves, tales como valles, llanuras, colinas o pendientes; o la diferencia de la altura entre los elementos de un emplazamiento.



2.6.7. Métodos topográficos planímetros

2.6.8. Triangulación

(Bnnister, Raymond, & Baker, 2016) La triangulación es un método de levantamiento de control. En su forma más simple, el área se divide en un conjunto de figuras geométricas simples como cuadriláteros con diagonales o poligonales con punto central cuyos vértices forman una serie de estaciones de control ubicados con precisión. las características distintivas se miden en triángulos ABC, se miden los ángulos A, C y D y uno de las longitudes AB, entonces se pueden calcular las longitudes de los lados BC y CA. Si las coordenadas de A se conocen, junto con la orientación de AB, se pueden calcular las coordenadas de B y C, se miden los ángulos marcados y las longitudes de los otros lados de la triangulación completa; las coordenadas de las estaciones se obtienen a partir de los ángulos observados

(Casanova, 2002) La triangulación consiste en formar figuras triangulares en las cuales es necesario medir, con precisión, todos los ángulos de una red de triángulos y dos de sus lados. Luego, a partir de estas mediciones aplicando el teorema del seno, se pueden calcular los demás lados, comprobando la precisión obtenida por comparación del último lado calculado con el valor medido en campo.

De acuerdo con la forma de las redes, las triangulaciones se pueden clasificar en:

- Red de triángulos independientes (figura 1.a).
- Red de cuadriláteros (figura 1.b).
- Red de figuras de punto central (figura 1.c)

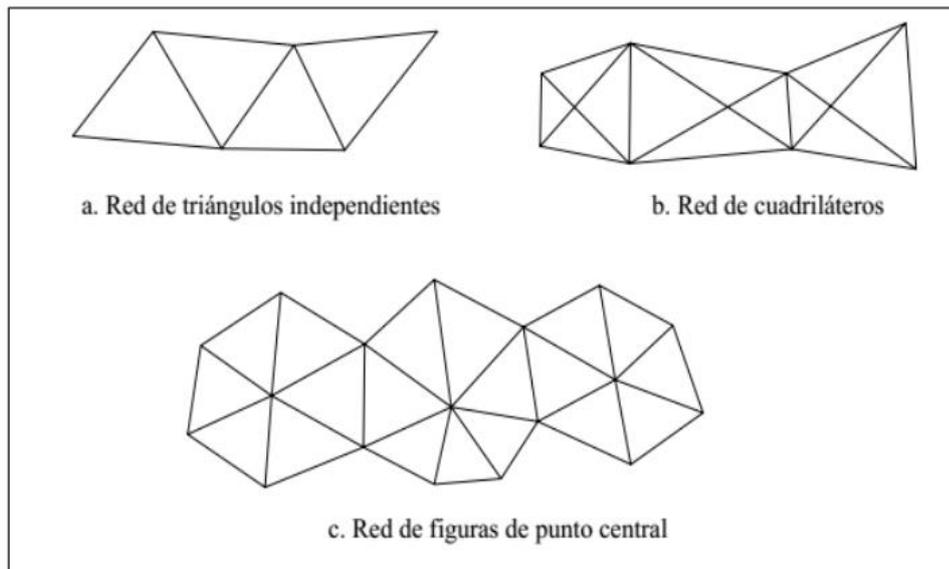


Figura 20. Tipos de triangulación
Fuente: Casanova, (2002).

2.6.9. Poligonación

(Zúñiga,2010) una poligonal es una serie sucesiva de líneas, quebradas o no, cuyas longitudes y direcciones se determinan a partir de mediciones de campo. Su mejor cualidad es que se puede emplear para proporcionar control en áreas donde la triangulación o trilateración topográfica podrían ser imposibles o difíciles de ejecutar por sus costos que conlleva; a pesar de estos, no se debe adoptar como alternativa de levantamiento en áreas extensas.

En forma general, las poligonales pueden ser clasificadas en:

- ✓ **Poligonales Cerradas:** En las cuales el punto de inicio es el mismo punto de, proporcionando por lo tanto control de cierre angular y lineal.
- ✓ **Poligonales Abiertas:** De enlace con control de cierre 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.



(Bnnister, Raymond, & Baker, 2016) Cuando se realiza el levantamiento de una poligonal abierta, normalmente se trata de obras de tipo lineal, tales como caminos, carreteras, canales de drenaje y similares, en este caso lo que se hace es dividir la obra en tramos rectos y definir la alineación de cada uno, es decir se mide el azimut de cada uno y su distancia para ir construyendo la poligonal abierta. De acuerdo a lo anterior este método es muy similar al levantamiento por poligonación, solo que el objetivo no es determinar el área, sino definir la ruta de la obra. Para el trabajo con estas poligonales se tienen las mismas indicaciones y recomendaciones vistas para los dos levantamientos descritos con anterioridad. Al inicio del levantamiento se coloca el teodolito en el punto de inicio, se nivela, se lleva a ceros (se hace coincidir con el norte magnético o con uno arbitrario) y se mide el ángulo comprendido entre este eje y el punto siguiente (2), luego de lo anterior se mide la distancia horizontal entre los dos puntos.

- **Poligonales Abiertas Sin Control:** 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.
- **Posición Relativa de puntos en el Terreno:** Se sabe que una de las finalidades de la topografía plana es la determinación de la posición relativa de los puntos sobre el terreno, tanto en planta como en alzado, elevación o perfil. (Bnnister, Raymond, & Baker, 2016)

2.6.10. Levantamiento de polígono abierto

(Wolf, y Ghilani, 2012) Cuando se realiza el levantamiento de una poligonal abierta, normalmente se trata de obras de tipo lineal, tales como caminos, carreteras, canales de drenaje y similares, en este caso lo que se hace es dividir la obra en tramos rectos y definir la alineación de cada uno, es decir se mide el azimut de cada uno y su distancia para ir construyendo la poligonal abierta.



Para el trabajo con estas poligonales se tienen las mismas indicaciones y recomendaciones vistas para los dos levantamientos descritos con anterioridad. Al inicio del levantamiento se coloca el teodolito en el punto de inicio, se nivela, se lleva a ceros (se hace coincidir con el norte magnético o con uno arbitrario) y se mide el ángulo comprendido entre este eje y el punto siguiente (2), luego de lo anterior se mide la distancia horizontal entre los dos puntos.

A continuación, se lleva el teodolito al punto 2, se visualiza el punto 1 y se lleva a ceros, en este momento se mide el ángulo horizontal entre 1 y 3, recordando que se hace en sentido de las manecillas del reloj, este proceso es similar a la medición del ángulo externo en el levantamiento por poligonación. Este proceso se repite tantas veces como puntos haya, cuidando de tomar siempre la distancia horizontal entre dos puntos consecutivos.

Un modelo de cartera apropiado para este levantamiento puede ser:

Tabla 6

Cartera para levantamiento de un poligonal abierta

Estación	Punto Observado	Ángulo Horizontal			Distancia Horizontal
		Grados	Minutos	Segundos	
1	N				
1	2				
2	3				
3	4				
4	5				
5	6				
6	n				

Fuente: Elaboración propia

Los cálculos necesarios para determinar la poligonal abierta ya fueron explicados anteriormente, en este sentido, con los datos de campo, se calcula el azimut de cada punto, con este se determinan las proyecciones y finalmente las coordenadas.

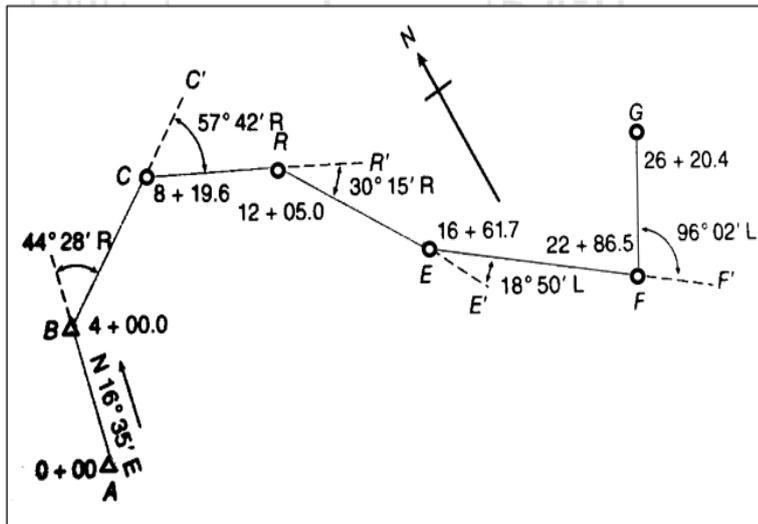


Figura 21. Polígono abierto
Fuente: Wolf, y Ghilani, (2012)

2.7.LEVANTAMIENTOS DE CONTROL

(Torres, y Villate, 2001) Son llamados levantamientos de control porque se utilizan principalmente para determinar con precisión la posición de puntos que sirven para iniciar o para terminar o “cerrar” una poligonal.

2.7.1. Métodos de observación topográfico

(Alcántara, 1990) En topografía para la medición de ángulos se usa cualquier goniómetro o instrumento de medida.

Método simple. Consiste en colocar como origen de medición cero grados sobre la línea que une al vértice con cualquier punto de referencia, que se tome como origen. A partir de allí podemos medir el ángulo interno, externo o de deflexión en el sentido positivo (sentido de las manecillas del reloj o sentido a la derecha) o bien en sentido negativo (contrario las manecillas del reloj o sentido la izquierda), hasta el siguiente punto de referencia que nos define el ángulo. Y se lee en el círculo graduado el valor correspondiente al arco descrito entre las dos líneas.



2.7.2. Medición de ángulos

(Szentesi, 1980) Los puntos de dirección deben ser escritos en orden, en el sentido de las agujas del reloj; la dirección inicial debe ser prescrita de nuevo en el final de la serie como dirección terminal.

La medición de ángulos solo puede ser realizada en condiciones adecuadas de visibilidad, en tiempo no muy ventoso. Durante la medición, el instrumento y el soporte debe estar a la sombra; alrededor del instrumento hay que moverse con precaución, durante la observación no hay que rodear del instrumento porque con ello se puede mover fácilmente el soporte del mismo.

¡No tolerar la presencia de curiosos y niños alrededor del instrumento! El instrumento solo puede ser tocado ligeramente; el ocular debe ser ajustado antes de la medición; durante la medición, aparte del tornillo paraláctico (anillos), de los tornillos de enlace y de dirección no se debe tocar ni el instrumento ni el soporte del mismo. Si el instrumento o el soporte del mismo son objeto de una sacudida hay que repetir la medición:

- ✓ Antes de comenzar la medición y antes de cada repetición hay que controlar su verticalidad.
- ✓ En una serie de mediciones debe haber por lo menos dos direcciones de orientación.
- ✓ La dirección en la primera posición del anteojo normal hay que realizarla en el sentido de las agujas del reloj, y en la segunda posición del anteojo invertido, en sentido contrario.

Entre los valores de dirección medidos en la primera y segunda posición del anteojo, en general debe haber una distancia aproximadamente permanente, por esto hay



que calcularla a base de los valores leídos para compararlos con fines de control. Si la diferencia entre el valor inicial y final de la dirección inicial es tres veces mayor que la capacidad de lectura en el caso de instrumento de capacidad de lectura (o precisión) de 1"-10" es dos veces mayor en otro caso, entonces hay que repetir la medición, el encargado de registro repite en altavoz, los números dictados.

Para hacer el cálculo, hay que calcular el valor medio de las lecturas hechas en las posiciones I y II del anteojo.

2.7.3. Medición de ángulos horizontales

(Wolf, y Ghilani, 2012) Los acimuts se miden a partir de una dirección y pueden determinarse directamente usando un teodolito o un instrumento de estación total. En este proceso, con el instrumento emplazado y centrados sobre una estación y nivelado, se toma primero una lectura hacia atrás sobre un punto conocido, el instrumento está ahora "orientado" debido a que la línea visual está en una dirección conocida, con el acimut correspondiente en el círculo horizontal.

1. En topografía el ángulo formado por dos líneas rectas trazadas sobre el suelo se mide horizontalmente y se llama ángulo horizontal. Las líneas trazadas sobre el suelo se pueden reemplazar con dos líneas visuales AB y AC. Estas líneas visuales parten del ojo del observador que constituye el vértice A del ángulo BAC, y se dirigen hacia puntos fijos del terreno tales como una piedra, un árbol, un hormiguero, un poste telefónico o la esquina de un edificio.

2. Los ángulos horizontales en general se expresan en grados. Un círculo completo se divide en 360 grados, abreviado como 360° , un ángulo de 90° , llamado ángulo recto, formado por dos rectas perpendiculares; los ángulos de un cuadrado son todos ángulos

rectos; un ángulo de 180° obtenido prolongando una línea recta; en realidad es lo mismo que una línea recta.

3. Cada grado se divide en unidades más pequeñas:

1 grado = 60 minutos (60');

1 minuto = 60 segundos (60").

De todos modos, estas unidades más pequeñas sólo pueden ser medidas con instrumentos de alta precisión.

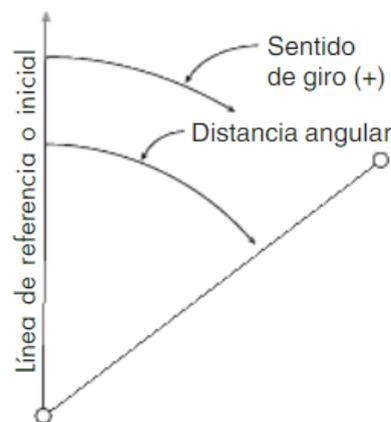


Figura 22. Condiciones básicas para determinar un ángulo
Fuente: Wolf, y Ghilani, 2012

2.7.4. Control de precisión de la medición y de la orientación

(Szentesi, 1980) La suma de los ángulos interiores de los triángulos, da una orientación sobre la precisión de la medición de dirección. La medición de dirección es de una precisión adecuada si la suma de los ángulos interiores del triángulo sólo se desvía $24/t$ segundos de los 180° . En la fórmula t es la longitud media del lado del triángulo en kilómetros. La precisión de la orientación se define mediante el examen de la desviación de los ángulos. Ninguna de las desviaciones puede ser mayor de $24/t$.



2.7.5. Trilateración

(Wolf, y Ghilani, 2012). La trilateración, un método para levantamientos de control horizontal basado exclusivamente en la medición de distancias horizontales, ha ganado aceptación debido a su capacidad para medir distancias electrónicamente. Tanto la triangulación como la poligonación exigen la medición de ángulos horizontales que requieren mucho tiempo. Por ello los levantamientos de trilateración con frecuencia pueden ejecutarse con mayor rapidez y producir precisiones igualmente aceptables.

2.8.ERRORES DE UNA MEDICIÓN TOPOGRÁFICA

(Anrango, 2015) Los errores más comunes en la topografía pueden provenir de tres partes que son instrumentales, del personal y por las condiciones en las que se lo realiza.

2.8.1. Errores Instrumentales

Estos errores se realizan por los accesorios usados en la medición por que pueden tener imperfecciones en sus partes, estos errores normalmente pueden ser corregidos mediante compensación o cálculos sin influir en las lecturas tomadas.

2.8.2. Errores del Personal

Esto sucede por la apreciación del operador al medir ya sea por la agudeza visual o sensibilidad del tacto. Los más comunes son al plantar el aparato si ubica ineficientemente el instrumento o sus accesorios. La visualización del objetivo cuando el antejo no refleja la recolección de los datos aplomados. El redondeo esto se da cuando se suprime medidas por exceder en la descripción final del motivo del trabajo.



2.8.3. Errores según la condición en la que se los realiza

Son los errores que se dan por las condiciones climáticas o atmosféricas del lugar donde se desarrolla el trabajo. Estas normalmente se dan por el viento, sol, humedad y presión atmosférica que pueden llegar a impedir un óptimo trabajo. La inestabilidad del terreno, la vegetación, cursos de agua, siendo estas las dificultades que generan errores por que pueden ocasionar movimientos y dificultad en la visualización de los puntos a medir. En topografía se utilizan medidas resultantes de una serie de observaciones homogéneas.

2.8.4. Tipos de Errores

La clasificación de los errores se lo realiza según su influencia o como estos se presenten.

En muchos casos los errores o equivocaciones se dan por el operador provenientes de distracciones, descuidos, imprevistos o por equivocación de datos de referencia. Estos tipos de errores se pueden evitar poniendo cuidado y profesionalismo en el trabajo que se está realizando. Los errores pueden dividirse en sistemáticos y accidentales.

2.8.5. Errores Sistemáticos

Son errores controlables que afectan de manera constante a las observaciones por lo que pueden ser determinados y controlados. Las constantes en general provienen de defectos instrumentales y causan errores hasta que se los corrija mediante un ajuste mecánico al equipo. Las causas más comunes para este tipo de error son defectos instrumentales, condiciones operativas, discrepancia según el método de medición y cálculo.



2.8.6. Errores Accidentales

“Son aquellos originados por causas fuera de control del operador y pueden provenir de tres factores: instrumental, personal y condiciones. Su manifestación es imprevisible, constituyendo un hecho azaroso, acotado por formas de prevención dispuestas por el operador al elegir instrumental, métodos, condiciones y un medio de estricto control del proceso de medición (de acuerdo a la precisión exigida). Estos errores imprevisibles, encasillados en lo eventual y fortuito constituyen hechos aleatorios y su magnitud y frecuencia se estudia a través de la Teoría de las probabilidades.

Los trabajos topográficos tienen tolerancias que son el límite del error a cometer o los máximos errores aceptables. Se trata regularmente de un valor numérico resultante de expresiones o fórmulas empíricas establecidas por organismos de control, estatales o privados que tienen en cuenta distintas circunstancias.”

2.9. TEORÍA DE ERRORES

(Friedrich, 2009) Los errores más comunes en la topografía pueden provenir de tres partes que son instrumentales, del personal y por las condiciones en las que se lo realiza.

2.9.1. Error verdadero

Es la diferencia entre la medida de una cantidad y su valor verdadero. Sin embargo, su valor exacto es imposible de determinar, puesto que para hacerlo se tendría que realizar infinitas mediciones a través de la siguiente ecuación:

$$E = X - l_i$$

Donde;

l_i : observaciones

x: valor más probable

2.9.2. Valor más probable

Para una sola incógnita, como la longitud de una línea, que ha sido medida directa e independientemente varias veces usando el mismo equipo y procedimiento, la primera medición determina un valor para la longitud y todas las mediciones adicionales son redundantes. El valor más probable en este caso es la media aritmética, definida como:

$$X = \frac{l_1 + l_2 + l_3 \dots l_n}{n}$$

Donde;

l : observaciones

n : número de observaciones.

2.9.3. Error aparente (residual)

Una vez calculado el valor más probable de una magnitud, es posible calcular los errores aparentes o residuos (v_i). Estos últimos son la diferencia entre las mediciones y el valor más probable:

$$V_i = l_i - X$$

Donde;

l_i : observaciones

x : Error más probable.

Los errores verdaderos no pueden calcularse, pero los residuos sí.

2.9.4. Error medio cuadrático de las observaciones

$$m = m_0 = \pm \sqrt{\frac{\sum V^2}{n - 1}}$$

2.9.5. Error medio cuadrático del valor más probable

$$m = m_0 = \pm \sqrt{\frac{\sum V^2}{n(n-1)}}$$

2.9.6. El error relativo:

$$E_r = \frac{1}{\bar{X}/m_x}$$

2.9.7. Tolerancia: es el error máximo permitido al efectuar mediciones

2.10. NIVELACIÓN

(Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016) La nivelación es el proceso a través de métodos u operaciones de medición de elevaciones de los diversos puntos del terreno referidos sobre una superficie de la tierra considerada como referencia considerada como cero y corresponde al nivel medio del mar. En varios puntos del territorio se establecen puntos de elevación referidas a dicha superficie con aproximación hasta el milímetro.

2.10.1. Nivelación trigonométrica

(Ticona, 2012) Se define a la nivelación trigonométrica como el método altimétrico que permite obtener desniveles entre puntos, con observaciones de distancias cenitales de cualquier inclinación supongamos estacionado el instrumento en el punto A, y que se sitúa el prisma para la medición en el punto B. El modelo teórico de medida queda reflejado en el siguiente gráfico.

2.10.2. Nivelación geométrica

(Ticona, 2012) El procedimiento de nivelación geométrica es bien conocido por los topógrafos, consiste en medir la diferencia de altura entre dos puntos A y B, como los representados en la figura, mediante la observación de la diferencia de lecturas sobre dos



miras verticales situadas en los puntos considerados. La diferencia de altura entre los dos puntos resulta ser entonces, la diferencia de las lecturas 11 y 12, observadas con el nivel (instrumento de nivelación)

2.11. COORDENADAS

2.11.1. Georreferenciación

Dice, La georreferenciación consiste en la identificación de todos los puntos del espacio (aéreos, marítimos o terrestres; naturales o culturales) mediante coordenadas referidas a un único sistema mundial. La georreferenciación resuelve dos grandes cuestiones simultáneamente: Permite conocer la forma, dimensión y ubicación de cualquier parte de la superficie terrestre o de cualquier objeto sobre ella (Mendoza, 2019).

2.11.2. Sistema de posicionamiento global GPS

El GPS (global psitioning system) es un sistema de navegación creado por el departamento de defensa de los estados unidos, basado en un conjunto de satélites que giran en orbitas respecto a la tierra con el objeto de determinar la posición de un punto en cualquier parte de nuestro planeta, gracias a la presencia de un receptor.

Aunque el GPS se creó con fines militares (navegación de aviones militares, direccionamiento de misiles, posicionamiento de tropas, localización de barcos de combate militar en tiempo real, etc.) hoy, las aplicaciones para usos civiles son innumerables; aviones barcos, trenes, la minería, la construcción, el marketing, la política, la medicina, etc. No hay duda del hombre seguirá creando aplicativos basados en la tecnología GPS (Mendoza, 2019).



2.11.3. Coordenadas geográficas

Son los Valores de Latitud y de Longitud que indican la posición horizontal de un punto sobre la superficie de la Tierra en un mapa. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.11.4. Coordenadas UTM

2.11.4.1. La proyección Mercator

El Sistema de Proyección Cartográfica para la República del Perú, es el Sistema: “Universal Transversal de Mercator” (UTM), que es un sistema cilíndrico transversal conforme, secante al globo terráqueo con las siguientes características técnicas: (Mendoza, 2017)

2.11.4.2. Zona geográfica

(Típula & Osorio, 2006) Es un área determinada para trabajar con coordenadas UTM. Cada zona ocupa 6 grados y Perú se encuentra en tres zonas geográficas: 17, 18 y 19 (hemisferio sur).

2.11.4.3. Coordenadas planas o proyectadas

Son las que resultan de proyectar la superficie del elipsoide sobre un plano. Los puntos proyectados son designados por la coordenada X o Norte y la coordenada Y o Este, medidas sobre dos ejes perpendiculares, trazados a partir de un origen definido convencionalmente de distintas maneras, según sea el sistema de proyección elegido. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.11.4.4. Coordenadas topográficas locales

Son coordenadas cartesianas rectangulares en el cual el eje de las ordenadas representa el eje Norte-Sur (Y Y') y el eje de las abscisas representa el eje Este-Oeste (X



X') en un sistema de coordenadas locales que es fijado como origen cualquier punto y/o valores de las coordenadas (Acero & Serruto, 2018)

2.11.4.5. Trabajos en campo de establecimiento de puntos

Según la naturaleza del trabajo a desarrollar, se establecerán los requisitos en cuanto a condiciones de observación que debe presentar un punto geodésico, así como las características particulares de su naturaleza. (ING, 2016)

2.11.5. Geodesia

Es la ciencia que estudia la forma y dimensiones de la Tierra. Esto incluye la determinación del campo gravitatorio externo de la tierra y la superficie del fondo oceánico. Una parte fundamental de la geodesia es la determinación de la posición de puntos sobre la superficie terrestre mediante coordenadas (latitud, longitud, altura). sitúan a la geodesia como una ciencia básica para otras disciplinas, como la topografía, fotogrametría, cartografía, ingeniería 38 civil, navegación (IGN, 2019)

2.11.6. Datum

El Datum geodésico se define como un conjunto de parámetros que especifican la superficie de referencia o el sistema de referencia de coordenadas utilizado por el apoyo geodésico en el cálculo de coordenadas de puntos terrestres; comúnmente los Datum se definen separadamente como horizontales y verticales (Fernández Ccopel, 2001)

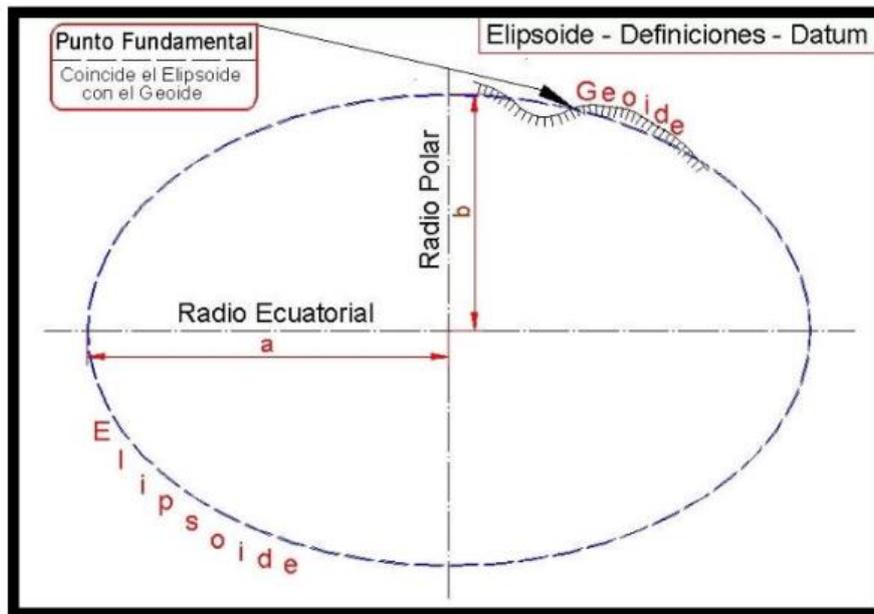


Figura 23. El datum como resultado de la tangente entre elipsoide y geoide
Fuente: (Fernández Ccopel, 2001)

Datum WGS-84

Fue desarrollado por Estados Unidos de América en el año 1984 para el cálculo de las orbitas satelitales Según (Fernández, 2001) nace de la necesidad de contar con un sistema de referencia universal que permite localizar cualquier punto de la Tierra (sin necesitar otro de referencia) por medio de tres unidades dadas. WGS-84 son las siglas en inglés de World Geodetic System 84 (que significa Sistema Geodésico Mundial 1984)

2.11.7. Sistema de coordenadas geográficas (α , β)

Un sistema de coordenadas geográficas o geodésicas utiliza una superficie esférica tridimensional para definir las localizaciones sobre la superficie, en este sistema cualquier punto sobre la superficie terrestre se determina latitud (α) y longitud (β) (Pérez, 2011).

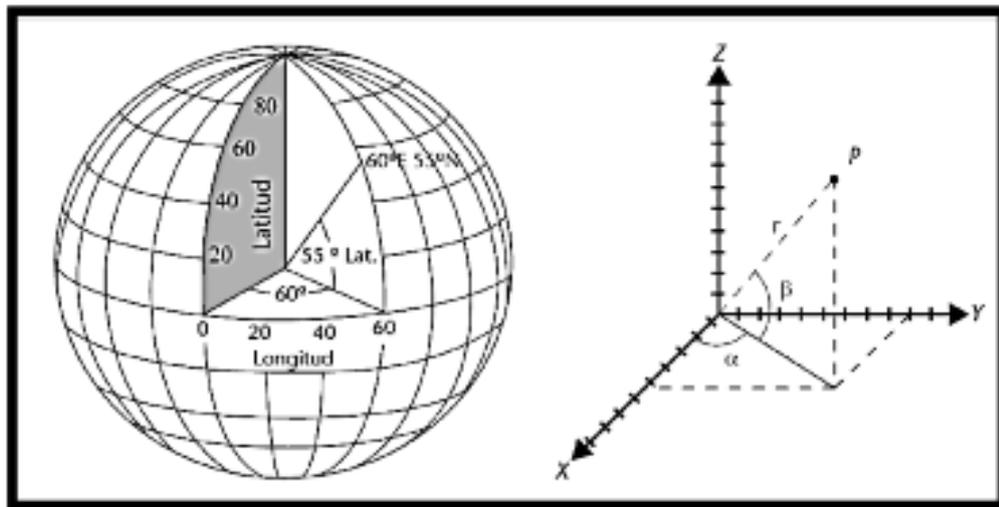


Figura 24. Valores de longitud y latitud de un punto sobre la esfera
Fuente: (Pérez, 2011)

2.11.8. Sistema de coordenadas UTM (X, Y, Z).

La representación cartográfica del globo terrestre, ya sea considerada este como una esfera o un elipsoide, supone un problema, ya que no existe modo alguno de representar toda la superficie desarrollada sin deformar e incluso llegar a representar fielmente, ya que la superficie de una esfera no es desarrollable en su conversión a un soporte papel (a una representación plana) (Fernández Ccopel, 2001)

La proyección UTM, Desarrollada por Gerardus Mercator en el año 1959, es un tipo de proyección cartográfica cilíndrica, donde el cilindro está situado de forma tangencial al elipsoide en el ecuador. Algunas de sus características:

- Es un sistema de proyección cartográfica universal Proyección conforme, conserva sus formas
- Las magnitudes se expresan en metros
- El origen de las coordenadas UTM es la intersección del meridiano central con el Ecuador.

- No puede aplicarse a grandes extensiones pues se producen deformaciones intolerables; es por esto que se sub divide la tierra en 60 husos de 6° de ancho en longitud. Cada huso se divide en 20 zonas, 10 en el hemisferio norte y 10 en el hemisferio sur; estas zonas
- tienen 8° de amplitud en latitud y se designan con una letra mayúscula (HS:C,D,E,F,G,H,I,K,L,M) y (HN:N,P,Q,R,S,T,U,V, W,X) (Fernández Ccopel, 2001)

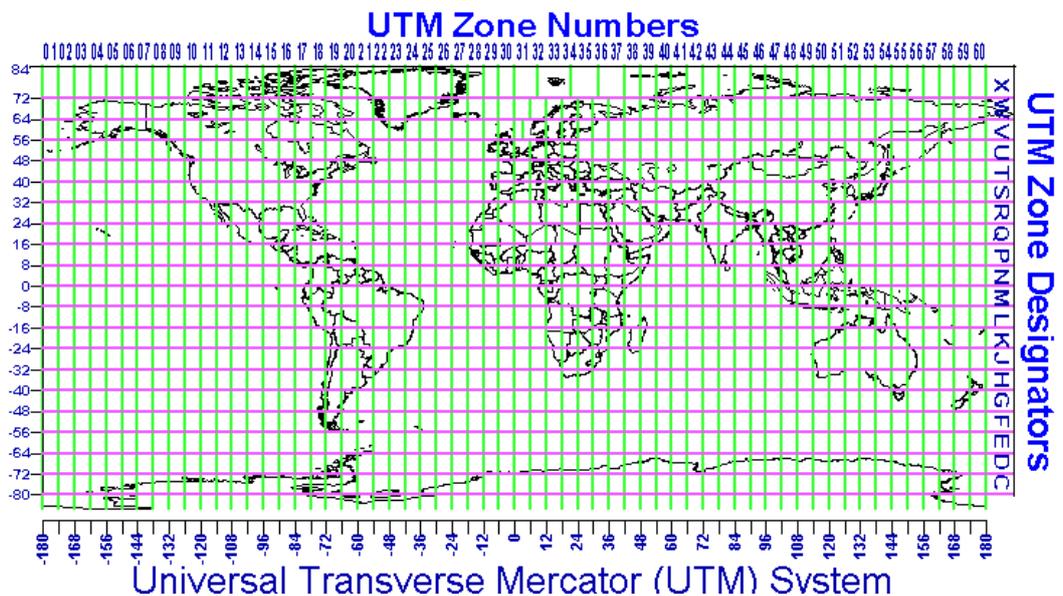


Figura 25. Distribución de las zonas en todo el mundo
Fuente: (Peter Herlihy, 1994)

2.12. MARCO CONCEPTUAL

2.12.1. Altimetría

Es el conjunto o estudio de operaciones, métodos y procedimientos necesarios para definir y representar, numérica o gráficamente, el relieve del terreno con el fin de determinar las cotas de los diferentes puntos del terreno, con respecto al plano horizontal de comparación. (Instituto Geográfico Nacional del Perú, 2016)



2.12.2. Altitud

Es la distancia referida a un origen determinado, (nivel medio del mar, geoide) a un punto superficial del terreno. (Instituto Geográfico Nacional del Perú, 2016)

2.12.3. Nivelación

Es una operación para determinar desniveles entre otros o más puntos, y permite determinar las elevaciones o alturas de diversos puntos, midiendo las distancias verticales con referencia a una superficie de nivel cuya altura se conoce, y de esta manera se determina la elevación o cota de dichos puntos. (Instituto Geográfico Nacional del Perú, 2016)

2.12.4. Precisión

Grado de consistencia entre los valores observados de una determinada magnitud o su repetitividad basada en el grado de discrepancia entre los valores observados. (Instituto Geográfico Nacional del Perú, 2016)

2.12.5. Tolerancia

Se entiende por tolerancia el error máximo admisible en cualquier tipo de medida. Ejemplo: de ángulo, distancias y desniveles. (Gámez, 2015)

2.12.6. Punto de cambio

Es el punto sobre el cual se toma una vista con el objeto de determinar la altura instrumental. La característica de un punto de cambio es que sobre él se dirigen dos visuales; una vista menos desde una posición del nivel y una vista más, de la siguiente posición. (Instituto Geográfico Nacional del Perú, 2016)



2.12.7. Vista atrás (+)

Conocida también como lectura positiva es la que se orienta a la mira colocada sobre un punto de cota conocida a la que se suma para obtener la altura del instrumento (Barrera, 2010).

2.12.8. Vista adelante (-)

Conocida como lectura negativa es la que se obtiene en la mira colocada sobre el punto o los puntos que se desea conocer y esta se resta de la altura del instrumento, así obtener la cota (Barrera, 2010).

2.12.9. Altura de instrumento

Es la cota del hilo horizontal de la retícula del nivel con respecto al nivel del suelo o al BM y esta se obtiene sumando la vista atrás la mira colocada sobre el BM. (Barrera, 2010)

2.12.10. Medición de distancias

Una de las operaciones más sencillas en Topografía es medición de distancias horizontales, siempre y cuando se apliquen las técnicas correctas y la respectiva unidad de longitud denominado metro lineal. Dichas distancias se pueden medir de varias formas mediante métodos directos e indirectos. Conocido los elementos geométricos referidos al trabajo topográfico, veamos primeramente las técnicas de medición para terrenos con o sin pendientes. Para mediciones en terreno plano, la distancia a medirse debe alinearse primeramente con la ayuda de jalones. Si la medición se va ejecutar con cinta métrica se coloca el cero inicial en el punto de arranque con el requisito de que la cinta debe encontrarse al mismo nivel de la trayectoria y a la vez aplicando una tensión de 5 a 8 kilogramos/fuerza (Zúñiga, 2010).



2.12.11. Error Relativo.

Es la razón que existe entre una unidad de error, entre un número dado de unidades medidas. Se le conoce como precisión; entre mayor sea el denominador (número de unidades medidas) mayor será la precisión, esto por ser más pequeño el error. (Zamarripa, 2010)

2.13. ANTECEDENTES

“El levantamiento topográfico: uso del GPS y estación total” tesis de grado, Llega a una conclusión de que sin lugar a dudas que las nuevas tecnologías han revolucionado de manera contundente el “como” hacer topografía la era digital pone a disposición del profesional de la Topografía el manejo en formatos digitales de la información que se recaba previamente, archivos digitales que contienen los datos capturados en campo, software o programas especializados para el proceso de esos datos y cálculo de las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, base de datos para ser procesados por el software de aplicación en un sistema CAD, lo que conlleva a la obtención del producto final del levantamiento: el plano topográfico.

“Poligonal base para la construcción de carreteras proyecto mejoramiento de carretera tambillo-santa rosa de taraco-tihuanacu” En tesis llega a una conclusión de que se Restableció la poligonal base del control horizontal, para realizar los trabajos topográficos, en la ejecución del proyecto carretero “Mejoramiento de Carretera Tambillo Santa Rosa de Taraco-Tihuanacu Tramo I”.

- Se realizó la respectiva monumentación para realiza la poligonal base.
- Se realizó los trabajos de medición de ángulos y distancias, con equipo de precisión como la estación total.



- Se realizó el cálculo de errores lineales y angulares de la poligonal base restablecida y ajuste respectivo por el método de mínimos cuadrados.

La aplicación del método de mínimos cuadrados en poligonales encuadradas, es versátil no solo para el profesional topógrafo, si no para el requerimiento de diferentes tipos de construcciones, ya que este método para alcanzar la precisión asigna dentro de su procedimiento, un peso relativo a las medidas angulares y otra a las medidas lineales, ajustando de manera más imperceptible posible las longitudes y los rumbos de sus lados. Como desventaja, si pudiéramos llamarle así, podemos citar lo extenso de su proceso que, con el advenimiento de las computadoras, ha pasado de ser una desventaja a una particularidad que presenta (Quispe Perez, E., 2015)

Cálculo y ajustes aplicados a la solución de problemas topográficos. Al finalizar esta tesis ha obtenido los cálculos necesarios para poder realizar y ajustar problemas topográficos. Como se pudo observar en el desarrollo de este trabajo, las mediciones topográficas se reducen básicamente a la medida de distancias y ángulos. El ojo humano tiene un límite de percepción, más allá del cual no se aprecian las magnitudes lineales o angulares. Por lo tanto, cualquier medida que se obtenga será aproximada. Para realizar las mediciones se utilizaron instrumentos que ampliaron la percepción visual, disminuyendo nuestros errores, pero nunca conseguiremos eliminarlos completamente. Además, los instrumentos nunca serán perfectos en su construcción y generan otros errores que se superpondrán a los generados por la percepción visual. Con los diferentes métodos para ajustar poligonales se pudo concluir que: El método de la brújula toma las mediciones de los ángulos y las distancias con la misma precisión, tomando en cuenta que el error ocurre en proporción directa a la distancia y por consiguiente la corrección se realizara directamente a las longitudes de los lados. Este método es muy conveniente aplicarlo en levantamientos en donde se utilice estación total o transito ya que los errores



que se cometen son por las distancias tomadas. Con el método del tránsito se toman como medidas a ajustar las proyecciones considerando que las distancias de los lados son menos precisas que los ángulos obtenidos, por lo que este ajuste es conveniente aplicarlo cuando se utiliza tránsito o para levantamientos hechos con estadía. La compensación de una poligonal por el método de Crandall, distribuye primero el error de cierre angular en partes iguales entre todos los ángulos medidos, luego se mantienen fijos los ángulos ajustados y se le asignan todas las correcciones restantes a las medidas lineales siguiendo un procedimiento de mínimos cuadrados, este proceso es más lento y más complicado que el método del tránsito y la brújula, pero es adecuado para ajustar poligonales en la que las medidas lineales tienen errores aleatorios más grandes que las medidas angulares, como por ejemplo en poligonales trazadas por estadía teniendo una mejor corrección en las coordenadas obtenidas. En lo que respecta a los ajustes en altimetría, tenemos diferentes formas de calcular la diferencia de cota o elevación, así también su ajuste pertinente en cada caso en la que se encuentre ya sea dentro del cálculo de la planilla o a resultados obtenidos. La compensación proporcional a la distancia nivelada, será la mejor para obtener resultados más precisos, ya que el error está marcado con forma a la distancia, comúnmente el error en nivelación está más marcado en la apreciación de los valores en el estadal, por estar más retirado el estadal mayor será el error de leer la lectura (Gasga, J.E., 2008).

En la tesis, **“aplicaciones y uso de la tecnología de GPS diferencial de doble frecuencia con precisión centimétrica en el área de levantamiento y replanteo topográfico georreferenciado”** ejecutado por Alfredo Ayala Ramírez y Milton Miguel

Hasbun Bardales, en la Universidad De El Salvador, Facultad De Ingeniería Y Arquitectura, Escuela De Ingeniería Civil, en el año 2012, quienes llegaron a las



siguientes conclusiones. Es de fácil adaptación y a su vez práctico en el desenvolvimiento en el momento de recolectar la información. Si se compara la aplicación de la tecnología de GPS Diferencial con el empleo de equipo tradicional (Teodolito y Estación Total), se puede decir que existe un beneficio muy significativo en el rendimiento de trabajo y personal empleado. Existen algunos aspectos que no pueden pasar desapercibidos y que afectan el rendimiento óptimo entre los que encontramos puntos ubicados en lugares con horizonte obstruido que interfieren en la propagación de las ondas de radio de las cuales se alimenta el GPS en el momento de tomar lecturas de una posición. La diferencia de los valores en el Sistema WGS-84 entre un método y otro se encuentra en el orden de milésima de segundo que, convertidas al sistema de Proyección Cónica de Lambert, representa una variación entre 7.00 mm y 8.00 cm, refiriéndose a latitud y Longitud esta variación puede o no ser significativa dependiendo del tipo de trabajo que se vaya a realizar.

En la tesis, **“análisis comparativo entre levantamientos topográficos con estación total como método directo y el uso de Drones y Gps como métodos indirectos”** ejecutado por Nely Jiménez, Alexis Magaña y Eduardo soriano.

El contenido de este trabajo de graduación consiste en comprobar el resultado de medidas obtenidas en forma directa con una Estación Total, equipo que es catalogado como instrumento de alta precisión; con las medidas obtenidas de las fotos aéreas tomadas desde un Dron, y los obtenidos con el sistema de GPS (Sistema de Posicionamiento Global o Global Positioning System) el cual es un sistema global de navegación por satélite (GNSS).

Se mencionan los precedentes de nuestra investigación, los métodos e instrumentos de medición existente y más utilizada en la topografía, y su avance



tecnológico en el tiempo, se define el problema y las razones por la cual se realiza la investigación, tomando esto como base para definir la meta y los objetivos a cumplir al finalizar el proyecto considerando los aspectos que limitan la realización de esta, se exponen las razones por las cuales se realiza la investigación así como los beneficios a obtener, los usos que se le dará a esta información.

Como parte de la investigación se describe el área de estudio donde se realizó el levantamiento topográfico, los métodos de medición y recursos utilizados para cumplir los objetivos planteados, así como la información teórica que resulte pertinente dentro de la investigación. Se tiene como resultado de la práctica en campo, el cálculo de los costos por el método directo e indirecto, así como también las precisiones y tiempos obtenidos en ambos métodos; con el propósito de poder estimar a través de la práctica cual es el mejor método a utilizar de acuerdo a las características del lugar.

Ante la necesidad de contar con nuevas alternativas para levantamientos topográficos se hace necesario investigar estos métodos, es por ello que nace la idea de realizar el presente trabajo titulado, “Análisis comparativo entre levantamientos topográficos con estación total como método directo y el uso de drones y gps como métodos indirectos”, el cual cuenta con seis partes integrales, que dan al final una visual del que hacer topográfico, principalmente en el área rural.

Se presentará además una serie de manuales del uso del colector con estación total, el procesamiento de datos obtenidos con GPS por el método estático utilizando el software Trimble Total Control y el postproceso del levantamiento con Dron, utilizando el software pix4d. Se presentan las conclusiones y recomendaciones de esta investigación, y finalmente se encuentra la sección de anexos que contiene información utilizada en el desarrollo de este trabajo.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación de la zona de estudio

Puno cuenta con una extensión territorial de 71 999,00 km² (6 por ciento del territorio (nacional) siendo la quinta región más grande en el ámbito nacional.

El territorio puneño comprende 43 886,36 Km² de sierra (61,0 por ciento) y 23 101,86 Km² de zona de selva (32,1 por ciento), 14,5 Km² de superficie Insular (0,02 por ciento) y 4 996,28 Km² (6,9 por ciento) que corresponden a la parte peruana del lago Titicaca. La Región abarca un perímetro fronterizo de 1108 Km. que representa el 11 por ciento de línea de frontera del Perú.

La Región Puno está ubicado al extremo sur este del Perú, entre los 13°00'00" y 17°17'30" de latitud sur y los 71°06'57" y 68°48'46" de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

Limita por el norte con la región Madre de Dios, por el este con la República de Bolivia, por el sur con la región Tacna y la República de Bolivia y por el oeste con las regiones de Moquegua, Arequipa y Cusco.

3.1.1.1. Ubicación política

REGIÓN : Puno

PROVINCIA: Puno

DISTRITO : Plateria

SECTOR : C.P. Pallalla

3.1.1.2. Ubicación geográfica

El lugar de estudio se realizó en el sistema de coordenadas UTM WGS-84 Zona 19 sur, las coordenadas a continuación:



Figura 26. Localización del proyecto de investigación
Fuente: Elaboración propia

Tabla 7

Ubicación del lugar de Investigación en coordenadas UTM-WGS84

ZONA	ESTE	NORTE	ALTITUD
19	411818.799	8236838.814	3820.521

Nota: Coordenadas del centroide de materia de investigación,

Fuente: elaboración propia.

Tabla 8

Ubicación del lugar de Investigación en coordenadas Geográficas

ZONA	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE	ALTITUD
19	S 15°56'51"	W 69°49'42"	3820.521

Nota: Coordenadas geográficas del centroide materia de investigación,

Fuente: elaboración propia

4.1.1.1. Periodo de Duración

El periodo de duración del presente trabajo de investigación se realizó en tres meses, a continuación, se enumera las etapas de las actividades realizadas.

Etapas N°1 Diagnostico y Planificación

- Planificación del trabajo de investigación
- Tramite de permisos
- Reconocimiento de campo
- Establecimiento de Puntos de control.

Etapas N°2 Trabajo en Campo

- Enlace de los puntos de control a la Red Geodésica Nacional



- Obtención de datos con el GPS Diferencial GR-5
- Evaluación de resultados según los datos obtenidos por ambos equipos topográficos.

Etapas N°3 Trabajo de Gabinete

- Procesamiento de datos de cada equipo topográfico
- Interpretación de datos según estadística empleada
- Resultados y discusiones del proyecto de investigación
- Elaboración de borrador de tesis
- Correcciones de las observaciones
- Defensa de tesis

3.2. MATERIALES Y EQUIPOS

3.2.1. Materiales

- Cemento
- Hormigón
- Balde
- Agua
- Varillas de fierro de 1/2"
- Placas de bronce
- Pintura
- Thiner
- Brocha



- Pincel
- Libreta de Campo
- Materiales de escritorio
- Clavos de Acero

3.2.2. Herramientas

- Pico
- Pala
- Badilejo
- Cinta métrica

3.2.3. Equipos e instrumentos

Los equipos y/o herramientas usadas necesarios en el proyecto de investigación han sido los siguientes:

- 01 GPS Diferencial SOUTH Galaxy G1
- 01 Estación Total marca Topcon GM -55

Precisión angular: 5'' y Precisión de medida: 1mm+1pm

- 01 Teodolito electrónico marca Nikon NE-20S
- 01 Odómetro digital marca Truper
- 01 Mira Topográfica
- 02 Prismas y porta prisma simple
- 03 radio comunicadores
- Trípode de Aluminio
- 01 Laptop Core i7



- 01 GPS navegador
- Cámara Fotográfica
- Camioneta 4x4

3.2.4. Software

- AutoCAD 2020
- AutoCAD Civil 3D 2020
- Microsoft Office 2019
- Google Earth
- Topcon Tools 7.5.1
- IBM SPSS Statistics v23

3.3. ACCESIBILIDAD A LA ZONA DE ESTUDIO

La principal ruta de acceso es por la vía terrestre de la carretera PUNO - DESAGUADERO viajando así entre 25 minutos, a 20 Km. Puno - Platería. La ruta está en perfectas condiciones y además con una libre accesibilidad. La vía de acceso es por vía terrestre, carretera asfaltada de Platería a Charcas, a unos 300 metros de la carretera principal PUNO - DESAGUADERO.



Figura 27. Localización del proyecto de investigación
Fuente: Google Earth

3.4. ASPECTOS CLIMÁTICOS

3.4.1. Temperatura

En general el clima de Platería es frío y seco, al ubicarse a orillas del lago el clima es temperado por la influencia del lago. Las precipitaciones pluviales son anuales y duran generalmente entre los meses de diciembre a abril, aunque suelen variar en ciclos anuales, originando inundaciones y sequías, generalmente las precipitaciones son menores a 700 mm. La temperatura es muy variable, con marcadas diferencias entre los meses de junio y noviembre y con oscilaciones entre una temperatura promedio máxima de 21 °C y una mínima de -15 °C.

3.4.2. Precipitación

El número de días lluvia más altos en promedio, para todo el año, se da en las zonas con 151 y 131 días de lluvia respectivamente, es decir que durante el periodo de los meses de noviembre y febrero. Prácticamente llueve todos los días. Su precipitación máxima se presenta entre los meses de diciembre a marzo registrándose



aproximadamente valores de 118.8 mm en el mes de Enero y los meses de estiaje son de Junio a Agosto registrándose valores de 1.1 mm en el mes de Junio, con precipitaciones pluviales en promedio de 700-800 mm. anual según SENAMHI.

3.5. DESARROLLO METODOLÓGICO

3.5.1. Método de la investigación

El método de la investigación es científico, donde se hizo uso de técnica, instrumentos y mediciones para probar nuestras hipótesis y así poder resolver nuestro problema de investigación.

3.5.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación es comparativo – cuantitativo, este estudio consiste en comparar las principales mediciones de la estación total, teodolito electrónico y odómetro digital, que están generando el problema de precisión en nuestro Departamento de Puno.

3.5.3. Ámbito de la investigación

En el ámbito de la investigación se establece dos puntos de control, se monumentaron 2 puntos de Orden “C” poniéndolos como nombres PCG – 01 y PCG – 02, los mencionados puntos cumplen con los requerimientos de las especificaciones técnicas para el posicionamiento geodésico.

Los puntos georreferenciados no conllevan certificación por el Instituto Geográfico Nacional del Perú, en tal sentido los puntos georreferenciados llevan como nombre PCG – 01 y PCG – 02.



3.5.4. Población y muestra

3.5.4.1. Población

En la presente investigación se consideró como población de la investigación por los datos obtenidos en la medición de distancia del tramo 0+300.00 a 1+300.00 en la carretera Platería - Charcas, a partir de los dos puntos georreferenciados PCG – 01 y PCG - 02 para el área de estudio.

3.5.4.2. Muestra

Las muestras para la investigación son las precisiones en errores residuales de distancias, en métodos de control topográfico, es validar las diferencias en unidades de muestreo es a partir de GPS Diferencial con estación total, Teodolito electrónico y odómetro digital, ubicados en el proyecto la distancia de dos puntos de control.

3.6. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

3.6.1. Metodología para los objetivos

3.6.1.1. Recopilación de información

En esta etapa la información se recopiló son los puntos que se estableció PCG – 01 y PCG - 02, que fueron georreferenciados; que se realizaron la comparación de mediciones de distancia con estación total, Teodolito electrónico y odómetro digital.

3.6.1.2. Planteamiento

En esta etapa se estableció las condiciones de medición de distancias, técnicas, económicas y de factibilidad, la pre evaluación técnica, económica, la disponibilidad de equipos topográficos, materiales y personal; también se realizó una inspección visual de toda el área a trabajar, que nos sirvió en la planificación del trabajo, permitiéndonos de este modo la ubicación estratégica de los puntos.

3.6.1.3. Conocimiento

En esta etapa, se ubicó las zonas adecuadas y estratégicas para la monumentación de nuestros puntos, la monumentación de puntos se realizó con concreto in-situ. Los puntos de concreto son de 40cm de largo por 40cm de ancho, los puntos PCG – 01 y PCG – 02 llevan una placa ya que son puntos establecidos con tipo de orden “C”.



Figura 28. Punto Fijo PCG-01 y PCG-02 de orden C
Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo



Figura 29. Obtención de coordenadas de los puntos de control con el GPS
Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

La información ha sido post procesada con apoyo del software Galaxy G1

SOUTH
Target your success

GALAXY G1

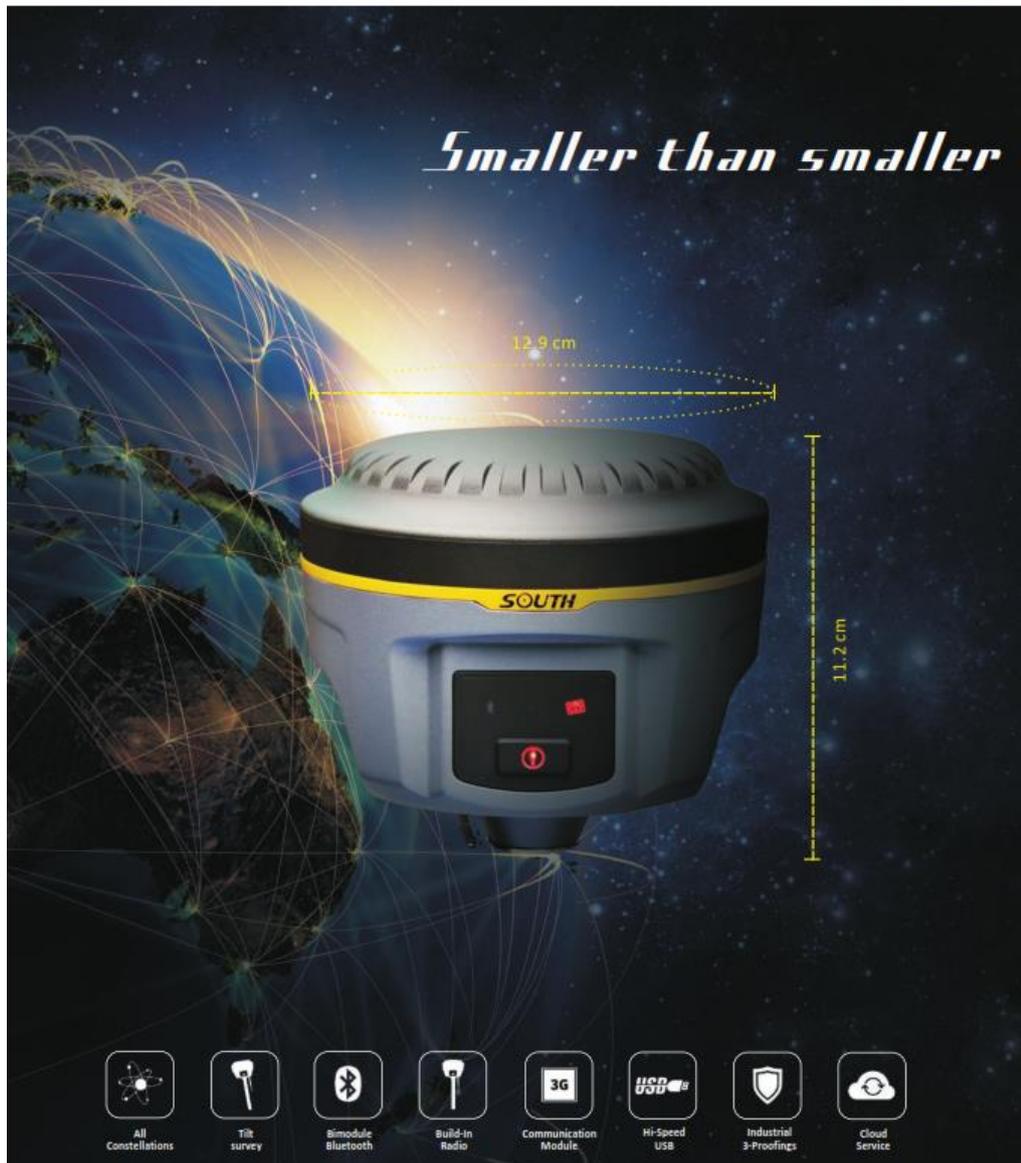


Figura 30. Software Galaxy G1 para Procesamiento de Datos

Fuente: Elaborado por el Software Galaxy G1

Resultados obtenidos del post proceso:

Finalmente, los resultados obtenidos de los puntos PCG – 01 y PCG – 02 son:

Tabla 9

Coordenadas UTM WGS-84

COORDENADAS UTM ZONA 19 – WGS84				
N.º	Punto	Norte	Este	Altitud
1	PCG-01	8236690.353	411333.531	3820.911
2	PCG-02	8236987.005	412303.183	3820.332

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10

Coordenadas Topográficas WGS-84

COORDENADAS TOPOGRÁFICAS ZONA 19 – WGS84				
N.º	Punto	Norte	Este	Altitud
1	PCG-01	8236690.353	411333.531	3820.911
2	PCG-02	8236987.275	412304.066	3820.332

Fuente: Elaboración propia

3.6.2. Metodología para el primer objetivo específico

3.6.2.1. Estación y configuración del equipo estación total

Se realizó a estacionar el equipo Estación Total en los puntos de control terrestre (GPSD), en donde para su configuración se consideró los siguientes parámetros:

Tiempo de medición: Es el tiempo que transcurre desde que se inicia la medición hasta que se muestra en pantalla la lectura debida al rayo reflejado, este tiempo depende del modo de medición elegido. Corrección de la constante del instrumento e introducción de la constante de prisma: Valores necesarios para realizar, el primero, una correcta calibración del instrumento y el segundo dependiendo del tipo de soporte del prisma y del propio instrumento. En todos los casos los márgenes de modificación que ofrecen los fabricantes para estos valores son suficientes para calibrar y trabajar con prismas y soportes de diferentes constantes. Corrección por presión atmosférica y temperatura: La



presión y la temperatura afectan a la velocidad del rayo infrarrojo y por tanto a la medición. La estación total debe permitir la introducción de la presión y temperatura para corregir la medición. La introducción es en mm. de Hg. y en °C. (SENAMHI)

3.6.2.2. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con estación total

Se realizó la comprobación de la validación de los resultados tomados con equipo estación total en cuanto a longitudes topográficas y el ajuste local de coordenadas UTM a topográficas o planas.

Se midió la base “PCG - 01”, “PCG - 02” con equipo GPSD obteniendo longitudes topográficas, tomando en consideración la medición con equipo estación total configurando los parámetros del equipo.

3.6.2.3. Calculo planimétrico

Una de las mayores ventajas al utilizar la Estación Total, es que los cálculos son automáticos, ya que al establecerse un sistema de coordenadas y de origen de estas, todas las lecturas obtenidas, no importa el orden (incluidas las radiaciones) bastara con asignar una nomenclatura adecuada para su diferenciación, todas están referenciadas en base a las introducidas al inicio del trabajo. Y ya que este proceso de cálculo corre a cargo de la estación total, simplemente habrá que descargar la información de la libreta electrónica y dibujarla en un software de ingeniería. Para este estudio se utilizó el software AUTOCAD CIVIL 3D 2018 adecuados para dibujar el plano topográfico.

3.6.2.4. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con estación total

Se realizó la comprobación de la validación de los resultados tomados con equipo estación total en cuanto a longitudes topográficas y el ajuste local de coordenadas UTM a topográficas o planas.

Tabla 11

Datos de medición de longitud topográfica con estación total

Punto	Medición estación total (m)	Observación
PCG01-PCG02	1014.930	Día 1
PCG01-PCG02	1014.928	Día 2
PCG01-PCG02	1014.932	Día 3
PCG01-PCG02	1014.929	Día 4

Fuente: Elaboración propia



Figura 31. Medición de base con equipo estación total

3.6.2.5. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con teodolito electrónico

Se realizó la comprobación de la validación los resultados tomados con equipo teodolito electrónico en cuanto a longitudes que se han medido desde el punto PCG-01 al PCG-02.

A continuación, los cálculos que se realizaron son los siguientes:

Tabla 12

Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 1)

PUNTOS	ÁNGULO H.			ÁNGULO V.			ANG.V (Rad.)	HS	HI	DIST. VER (m)	DIST. HOR. (m)
	G	M.	S.	G.	M.	S.					
PCG01-A	0	0	0	89	46	10	89.769	2.423	1.409	0.408	101.398
A-B	0	0	0	89	48	40	89.811	2.427	1.412	0.335	101.499
B-C	0	0	0	89	46	20	89.772	2.453	1.439	0.403	101.398
C-D	0	0	0	89	47	30	89.791	2.399	1.385	0.369	101.399
D-E	0	0	0	89	46	50	89.780	2.472	1.457	0.389	101.499
E-F	0	0	0	89	45	0	89.750	2.470	1.454	0.443	101.598
F-G	0	0	0	89	46	30	89.775	2.400	1.386	0.398	101.398
G-H	0	0	0	89	47	40	89.794	2.418	1.402	0.364	101.599
H-I	0	0	0	89	44	20	89.738	2.402	1.385	0.463	101.698
I-PCG02	0	0	0	89	48	30	89.808	2.451	1.435	0.340	101.599
TOTAL											1015.085

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13

Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 2)

PUNTOS	ÁNGULO H.			ÁNGULO V.			ANG.V (Rad.)	HS	HI	DIST. VER (m)	DIST. HOR. (m)
	G.	M.	S.	G.	M.	S.					
PCG01-A	0	0	0	89	55	15	89.920	2.419	1.405	0.140	101.400
A-B	0	0	0	89	50	45	89.845	2.421	1.407	0.273	101.399
B-C	0	0	0	89	55	20	89.922	2.451	1.431	0.138	102.000
C-D	0	0	0	89	48	40	89.811	2.402	1.384	0.336	101.799
D-E	0	0	0	89	55	20	89.922	2.470	1.456	0.138	101.400
E-F	0	0	0	89	54	25	89.906	2.471	1.455	0.165	101.600
F-G	0	0	0	89	50	20	89.838	2.401	1.387	0.285	101.399
G-H	0	0	0	89	50	35	89.843	2.412	1.398	0.278	101.409
H-I	0	0	0	89	58	45	89.979	2.402	1.387	0.037	101.500
I-PCG02	0	0	0	89	56	30	89.941	2.450	1.438	0.103	101.200
TOTAL											1015.106

Fuente: Elaboración propia



Tabla 14

Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 3)

PUNTOS	ÁNGULO H.			ÁNGULO V.			ANG.V (Rad.)	HS	HI	DIST. VER (m)	DIST. HOR. (m)
	G.	M.	S.	G.	M.	S.					
PCG01-A	0	0	0	89	47	35	89.793	2.420	1.403	0.367	101.699
A-B	0	0	0	89	50	50	89.847	2.428	1.409	0.272	101.899
B-C	0	0	0	89	42	30	89.708	2.454	1.439	0.517	101.497
C-D	0	0	0	89	43	45	89.729	2.39	1.370	0.482	101.998
D-E	0	0	0	89	45	30	89.758	2.474	1.458	0.429	101.598
E-F	0	0	0	89	30	40	89.511	2.471	1.459	0.863	101.193
F-G	0	0	0	89	45	20	89.755	2.401	1.389	0.432	101.198
G-H	0	0	0	89	46	20	89.772	2.411	1.399	0.402	101.198
H-I	0	0	0	89	47	15	89.787	2.401	1.386	0.376	101.499
I-PCG02	0	0	0	89	48	35	89.809	2.459	1.446	0.336	101.299
TOTAL											1015.078

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15

Cálculo de distancia horizontal con teodolito electrónico (Día 4)

PUNTOS	ÁNGULO H.			ÁNGULO V.			ANG.V (Rad.)	HS	HI	DIST. VER (m)	DIST. HOR. (m)
	G.	M.	S.	G.	M.	S.					
PCG01-A	0	0	0	89	30	35	89.509	2.421	1.410	0.865	101.093
A-B	0	0	0	89	35	15	89.587	2.428	1.414	0.730	101.395
B-C	0	0	0	89	40	30	89.675	2.453	1.438	0.576	101.497
C-D	0	0	0	89	30	20	89.505	2.400	1.384	0.877	101.592
D-E	0	0	0	89	30	15	89.504	2.471	1.458	0.877	101.292
E-F	0	0	0	89	40	10	89.669	2.471	1.457	0.585	101.397
F-G	0	0	0	89	25	20	89.422	2.404	1.387	1.025	101.690
G-H	0	0	0	89	30	15	89.504	2.421	1.399	0.884	102.192
H-I	0	0	0	89	35	25	89.590	2.403	1.387	0.727	101.595
I-PCG02	0	0	0	89	15	5	89.251	2.453	1.439	1.325	101.383
TOTAL											1015.125

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16.

Resumen de medición de longitud con teodolito electrónico

Punto	Medición teodolito electrónico (m)	Observación
PCG01-PCG02	1015.085	Día 1
PCG01-PCG02	1015.106	Día 2
PCG01-PCG02	1015.078	Día 3
PCG01-PCG02	1015.125	Día 4

Fuente: Elaboración propia



Figura 32. Medición de base con equipo teodolito electrónico

3.6.2.6. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con odómetro digital

Se realizó la comprobación de la validación de los resultados tomados con equipo odómetro digital en cuanto a longitudes que se han medido desde el punto PCG-01 al PCG-02.

Tabla 17

Datos de medición de longitud topográfica con odómetro digital

Punto	Medición odómetro digital (m)	Observación
PCG01-PCG02	1015.915	Día 1
PCG01-PCG02	1015.900	Día 2
PCG01-PCG02	1015.956	Día 3
PCG01-PCG02	1015.939	Día 4

Fuente: Elaboración propia



Figura 33. Medición de base con equipo odómetro digital



3.6.3. Metodología para el segundo objetivo específico

3.6.3.1. La eficiencia en los equipos topográficos

La metodología para verificar la eficacia de los equipos y trabajos topográficos están de acuerdo a:

Alcance y rango de operación: el método taquimétrico fue viable en el rango de 2 m hasta los 200 m, con condiciones atmosféricas medianamente aceptables (sin calor excesivo ni neblina); fuera de este rango, la visualización del estadal era muy dificultosa y no recomendable. Y con la estación total el alcance de visualización con prisma es 5 km.

Tiempo de medición: en ambos casos de levantamientos se tomó el tiempo en el que se efectuó la medición de 10 puntos para el análisis de distancias con el teodolito electrónico. Para levantamientos taquimétricos se utilizó un tiempo de 120 minutos, mientras que para estación total el tiempo de levantamiento fue de 15 minutos, finalmente la medición con el odómetro digital fue de 25 minutos.

El costo de cada equipo en alquiler.

Tiempo de trabajo en gabinete.

Tabla 18

Análisis de la eficiencia de los equipos topográficos en 1000 m.l.

Descripción	Estación total	Teodolito electrónico	Odómetro digital
Tiempo de medición en campo	15 minutos	3 horas	25 minutos
Tiempo en gabinete	25 minutos	2 horas	05 minutos
Costo de alquiler de los equipos	120 soles/día	50 soles/día	50 soles/día
Alcance y rango de operación	5km con prisma	0-200m con mira	Ruedas

3.6.4. Metodología para el tercer objetivo específico

3.6.4.1. La precisión en los equipos topográficos

El análisis de medición de distancias es uno de los primordiales en este estudio, ya que básicamente estas se emplean en cualquiera de las otras aplicaciones desarrolladas. Varios factores en la medición de distancias se consideraron para este análisis comparativo.

Precisión: esta se midió a través del error porcentual medio obtenido en la comparación de medidas adquiridas por cada método y el patrón de medición determinado.

Tabla 19

Análisis de la precisión de los equipos topográficos en 1000 m.l.

Tramo	GPSD Base (m)	Estación total (m)	Error (m)	Teodolito electrónico (m)	Error (m)	Odómetro digital (m)	Error (m)
PCG01-PCG02	1014.939	1014.930	0.009	1015.085	-0.146	1015.915	-0.976
PCG01-PCG02	1014.939	1014.928	0.011	1015.106	-0.167	1015.900	-0.961
PCG01-PCG02	1014.939	1014.932	0.007	1015.078	-0.139	1015.956	-1.017
PCG01-PCG02	1014.939	1014.929	0.010	1015.125	-0.186	1015.939	-1.000
Promedio	1014.939	1014.930	0.009	1015.099	-0.160	1015.928	-0.989

Tabla 20

Mayor precisión de los equipos topográficos en 1000 ml.

Tramo	Base PCG01-PCG02 (m)	longitud promedio (m)	Error (m)	Error (%)
Estación total	1014.939	1014.930	0.009	0.799
Teodolito electrónico	1014.939	1015.099	0.160	13.783
Odómetro digital	1014.939	1015.928	0.989	85.418



3.6.5. Metodología para el objetivo principal

3.6.5.1. El error relativo en el equipo topográfico estación total

Se realizó las mediciones de distancia cuatro veces en un terreno plano, y los datos obtenidos fueron.

$$L1 = 1014.930; L2= 1014.928; L3=1014.932; L4=1014.929$$

1.- se calcula el valor más probable

$$X = (L1+L2+L3+L4) / n$$

$$X = (1014.93+1014.928+1014.932+1014.929) / 4$$

$$X = 4059.719/4$$

$$X = \mathbf{1014.929}$$

Teoría de errores (01)	
L1	1014.930
L2	1014.928
L3	1014.932
L4	1014.929
Suma =	4059.719
X=	1014.929

Se calcule el error residual de cada medición:

$$V_i = l_i - X$$

$$V_i = l_i - X = 1014.930 - 1014.929 = -0.00025$$

$$V_i = l_i - X = 1014.928 - 1014.929 = -0.00175$$

$$V_i = l_i - X = 1014.932 - 1014.929 = -0.00225$$

$$V_i = l_i - X = 1014.929 - 1014.929 = -0.00075$$



Se calcula el error residual de cada medición (02)

1014.930	1014.929	0.00025
1014.928	1014.929	0.00175
1014.932	1014.929	0.00225
1014.929	1014.929	0.00075

Cuadro resumen valor residual (03)

N°	Lectura	X	L1-X1	V1XV1
			V1	V1^2
1	1014.930	1014.92975	0.00025	0.000000
2	1014.928	1014.92975	-0.00175	0.000003
3	1014.932	1014.92975	0.00225	0.000005
4	1014.929	1014.92975	-0.00075	0.000001
			0.000	0.0000088

Medio cuadrático del valor más probable

$$m = m_0 = \pm \sqrt{\frac{\sum V^2}{n(n-1)}}$$

$$m_0 = \sqrt{\frac{0,0000088}{4(4-1)}} \rightarrow m_0 = \sqrt{\frac{0,0000088}{12}} \rightarrow m_0 = \pm 0,00085$$

Si se calcula el error probable:

$$X \pm m_0 \rightarrow 1014.929 \pm 0,00085$$

Se calcula el error relativo.

$$E_r = \frac{1}{X/m_x} \xrightarrow{\text{simplificado}} E_r = \frac{1}{P} \quad \text{siendo } P = \text{presición} \quad P = \frac{X}{m_0}$$

$$\text{Entonces } P = \frac{1014.929}{0,00085} \rightarrow P = 1188564.020$$



$$E_r = \frac{1}{1188564.020} \quad \text{se compara con la tolerancia} \quad T = \frac{1}{300000}$$

3.6.5.2. El error relativo en el equipo topográfico teodolito electrónico

Se ha medido una distancia cuatro veces en un terreno plano, y los datos obtenidos fueron.

$$L1 = 1015.085; L2= 1015.106; L3=1015.078; L4=1015.125$$

1.- se calcula el valor más probable

$$X = (L1+L2+L3+L4) / n$$

$$X = (1015.085+1015.106+1015.078+1015.125) / 4$$

$$X = 4060.394/4$$

$$X = \mathbf{1015.099}$$

Teoría de errores (01)	
L1	1015.085
L2	1015.106
L3	1015.078
L4	1015.125
Suma =	4060.394
X=	1015.099

Se calcule el error residual de cada medición:

$$V_i = l_i - X$$

$$V_i = l_i - X = 1015.085 - 1015.099 = -0.013$$

$$V_i = l_i - X = 1015.106 - 1015.099 = 0.007$$

$$V_i = l_i - X = 1015.078 - 1015.099 = -0.021$$

$$V_i = l_i - X = 1015.125 - 1015.099 = 0.027$$



Se calcula el error residual de cada medición (02)

1015.085	1015.099	-0.013
1015.106	1015.099	0.007
1015.078	1015.099	-0.021
1015.125	1015.099	0.027

Cuadro resumen valor residual (03)

N°	Lectura	X	L1-X1	V1XV1
			V1	V1^2
1	1015.085	1015.099	-0.013	0.000182
2	1015.106	1015.099	0.007	0.000056
3	1015.078	1015.099	-0.021	0.000420
4	1015.125	1015.099	0.027	0.000702
			0.000	0.0014

Medio cuadrático del valor más probable

$$m = m_0 = \pm \sqrt{\frac{\sum V^2}{n(n-1)}}$$

$$m_0 = \sqrt{\frac{0,0014}{4(4-1)}} \rightarrow m_0 = \sqrt{\frac{0,0014}{12}} \rightarrow m_0 = \pm 0,01065$$

Si se calcula el error probable:

$$X \pm m_0 \rightarrow 1015.099 \pm 0,01065$$

Se calcula el error relativo.

$$E_r = \frac{1}{X/m_x} \xrightarrow{\text{simplificado}} E_r = \frac{1}{P} \quad \text{siendo } P = \text{presición} \quad P = \frac{X}{m_0}$$

$$\text{Entonces } P = \frac{1015.099}{0,01065} \rightarrow P = 95316.864$$

$$E_r = \frac{1}{95316.864} \quad \text{se compara con la tolerancia} \quad T = \frac{1}{1000}$$



3.6.5.3. El error relativo en el equipo topográfico odómetro digital

Se ha medido una distancia cuatro veces en un terreno plano, y los datos obtenidos fueron.

$$L1 = 1014.915; L2= 1014.900; L3=1014.956; L4=1014.938$$

1.- se calcula el valor más probable

$$X= (L1+L2+L3+L4) /n$$

$$X= (1014.915+1014.900+1014.956+1014.938) /4$$

$$X= 4063.709/4$$

$$X = \mathbf{1015.927}$$

Teoría de errores (01)	
L1	1014.915
L2	1014.900
L3	1014.956
L4	1014.938
Suma =	4059.709
X=	1015.927

Se calcule el error residual de cada medición:

$$V_i = l_i - X$$

$$V_1 = l_1 - X = 1015.915 - 1015.927 = -0.01225$$

$$V_2 = l_2 - X = 1015.900 - 1015.927 = -0.02725$$

$$V_3 = l_3 - X = 1015.956 - 1015.927 = 0.02875$$

$$V_4 = l_4 - X = 1015.938 - 1015.927 = 0.01075$$

Se calcula el error residual de cada medición (02)

1014.915	1014.927	-0.01225
1014.900	1014.927	-0.02725
1014.956	1014.927	0.02875
1014.938	1014.927	0.01075

Cuadro resumen valor residual (03)

N°	Lectura	X	L1-X1	V1XV1
			V1	V1^2
1	1014.915	1014.927	-0.01225	0.000150
2	1014.900	1014.927	-0.02725	0.000743
3	1014.956	1014.927	0.02875	0.000827
4	1014.938	1014.927	0.01075	0.000116
			0.000	0.0018

Medio cuadrático del valor más probable

$$m = m_0 = \pm \sqrt{\frac{\sum V^2}{n(n-1)}}$$

$$m_0 = \sqrt{\frac{0,0018}{4(4-1)}} \rightarrow m_0 = \sqrt{\frac{0,0018}{12}} \rightarrow m_0 = \pm 0,01237$$

Si se calcula el error probable:

$$X \pm m_0 \rightarrow 1015.927 \pm 0,01237$$

Se calcula el error relativo.

$$E_r = \frac{1}{X/m_x} \xrightarrow{\text{simplificado}} E_r = \frac{1}{P} \quad \text{siendo } P = \text{presición} \quad P = \frac{X}{m_0}$$



$$\text{Entonces } P = \frac{1015.927}{0,01237} \rightarrow P = 82160.824$$

$$E_r = \frac{1}{82160.824} \quad \text{se compara con la tolerancia} \quad T = \frac{1}{300}$$

3.6.6. Variables

3.6.6.1. Variables independientes

Las variables independientes son los datos obtenidos por los equipos topográficos las cuales son el Estación total, Teodolito electrónico y Odómetro digital.

3.6.6.2. Variables dependientes

Las variables dependientes son las distancias medidas. de los dos puntos obtenido por el Estación total, Teodolito electrónico y Odómetro digital.

3.7. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

La estadística proporciona a la topografía las herramientas y métodos necesarios para el análisis de los datos. Dado que no podemos hacer estudios en toda la población, la estadística nos permite cuantificar la probabilidad de cometer error al extrapolar los resultados obtenidos de una serie de muestras al conjunto de la población. Por lo tanto, la estadística permite cuantificar el error que cometemos al aceptar nuestros resultados obtenidos a partir de muestras; Hay dos tipos de estadística, la estadística descriptiva, que reúne un conjunto de técnicas que facilitan la organización, resumen y comunicación de datos; y la estadística inferencial, que permite hacer pruebas de contraste de hipótesis.

3.7.1. Análisis estadístico

El análisis estadístico es de vital importancia en la evaluación de los resultados obtenidos porque permite tener certeza de la confiabilidad de los valores extraídos de las pruebas y en función a los parámetros estadísticos poder evaluar los resultados.



En la presente tesis de investigación plantea analizar la varianza entre los residuos por lo tanto se realizó el test de comparación de más de dos medias.

3.7.1.1. Análisis de la varianza (ANOVA)

El análisis de la varianza (ANOVA) es una herramienta estadística, que permite la Comparación de múltiples poblaciones.

Para utilizar el ANOVA de forma satisfactoria deben cumplirse lo siguiente, aunque se aceptan ligeras desviaciones de las condiciones ideales:

1. Cada conjunto de datos debe ser independiente del resto.
2. Los resultados obtenidos para cada conjunto deben seguir una distribución normal.

3.7.1.2. Procedimiento ANOVA

La valoración de las diferencias entre las medias de los distintos grupos se basa en la descomposición de la variabilidad total del conjunto de datos en dos términos: variabilidad debida a las diferencias entre los grupos (variabilidad entre grupos), y variabilidad debida al azar del muestreo (variabilidad dentro de grupos).

El ANOVA de un criterio nos permite poner a prueba hipótesis tales como:

$$H_0 = \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_k$$

Ha : Al menos dos medias poblacionales son diferentes.

3.7.1.3. Medidas de tendencia central y posición

Estas medidas se utilizan para indicar un valor que tiende a tipificar o a ser el más representativo de un conjunto de números. Las tres medidas que más comúnmente se emplean son la media, mediana y moda.



a) Media aritmética (u).

La media aritmética es lo que habitualmente se conoce como “promedio”, se obtiene al sumar los valores de un conjunto y al dividir el producto de esta suma entre el número de valores del mismo.

Usar la media aritmética nos sirve para:

- Expresar globalmente una información que ofrecen los datos.
- Expresar una medida estable.
- Tener una medida consistente.
- Obtener un dato fundamental para otros estadísticos.

b) Mediana (u_m).

La segunda medida de tendencia central de un conjunto de números es la mediana. Su característica principal es que divide un conjunto ordenado en dos grupos iguales; la mitad de los números tendrá valores que son menores que la mediana, y la otra mitad alcanzará valores mayores que ésta. Para encontrar la mediana, primeramente, es necesario ordenar los valores (generalmente de menor a mayor). Posteriormente se deberá separar la mitad de los valores para obtener la mediana.

c) Moda (u_o).

La moda es una medida de tendencia central que indica cuál es la puntuación, categoría o modalidad que más se repite en el conjunto de medidas.

3.7.1.4. Medidas de dispersión

a) Varianza (σ^2).



La varianza de una muestra se calcula casi en la misma forma que la desviación media, con dos pequeñas diferencias: 1) las desviaciones se elevan al cuadrado antes de ser sumadas y, 2) se obtiene el promedio utilizando $n-1$ en lugar de n .

b) Desviación estándar (σ).

El desvío estándar es simplemente la raíz cuadrada positiva de la varianza. El desvío estándar es una de las medidas de resumen que más se utiliza y desempeña un papel muy importante en la estadística. Es importante observar que las unidades de la desviación estándar son las mismas que las de la media. Por ejemplo, si la media está en unidades de presión (kg/cm^2), la desviación estándar también lo estará.

c) Coeficiente de variación (C_v).

Es una medida de dispersión relativamente adimensional que sirve para determinar el grado de homogeneidad o heterogeneidad de un grupo o serie estadística que se analiza.

3.7.2. Prueba de hipótesis

Para poder obtener conclusiones respecto a una población es necesario acudir a la estadística inferencial, que en función a estimadores como son: la desviación estándar, la media, la Varianza, etc., y técnicas: la prueba de hipótesis y la estimación de parámetros; nos permiten inferir sobre las características de la misma.

La hipótesis en la estadística es una proposición que hace el investigador en base a uno o varios parámetros que permiten que ésta sea aceptada o rechazada respecto a un solo número (estimador puntual), todo el procedimiento de toma de decisiones sobre la hipótesis se llama “prueba de hipótesis”.

No es posible saber con absoluta certeza la verdad o falsedad de una hipótesis estadística, pues para ello habría que trabajar con toda la población. En la práctica se toma



una muestra aleatoria de la población de interés y se utilizan los datos que contiene la muestra para proporcionar evidencias que confirmen o no la hipótesis. Si la evidencia de la muestra es inconsistente con la hipótesis planteada, entonces ésta se rechaza y si la evidencia apoya a la hipótesis planteada, entonces ésta se acepta. (Hernández et al, 2006)

Para poder utilizar la prueba de hipótesis los datos deberán representar una distribución Normal, lo cual se ha de comprobar en el análisis estadístico. Con la finalidad de evaluar las hipótesis planteadas, se realizó la prueba de F

El esquema para realizar una prueba de hipótesis es el siguiente:

a) Identificar el parámetro de interés:

Es decir, en base a qué parámetros se va a evaluar la hipótesis, pudiendo ser este parámetro la media “u” de la Población.

Para el caso de esta investigación el parámetro de interés es la media de los residuos obtenidos en la compensación, se denotará como “u”.

b) Establecer la hipótesis nula (H_0):

La hipótesis nula no tiene alternativas de cambio, está basada en un solo valor exacto del parámetro poblacional, generalmente se construye esta hipótesis como una igualdad ($u_1=u_2=u_3$)

c) Especificar una apropiada hipótesis alternativa (H_a):

En la investigación se aplicará el siguiente No todas las medias son iguales

d) Seleccionar el nivel de significancia ($\alpha = 0.05, 0.01$ o 0.10):

Los niveles de significancia más recomendados son:

- $\alpha = 0.10$ con 90% de probabilidad de certeza.
- $\alpha = 0.05$ con 95% de probabilidad de certeza.



- $\alpha = 0.01$ con 99% de probabilidad de certeza.

El Nivel de Significancia más usual con el que se analiza los resultados es 0.05, con el cual se determina.

- Si $P > \alpha$ Se acepta H_0 y se rechaza H_a alguna de las medias es diferente

- Si $P < \alpha$ se rechaza H_0 y se acepta la H_a alguna de las medias es diferente

Donde p será la probabilidad calculada con la ayuda de Microsoft Excel.

e) Establecer el test estadístico o estadístico de prueba:

Al aplicar ANOVA se calcula un estadístico o test denominado F y su significación. El estadístico F o F -test (se llama F en honor al estadístico Ronald Fisher) se obtiene al estimar la variación de las medias entre los grupos de la variable independiente y dividirla por la estimación de la variación de las medias dentro de los grupos. Lo que hace es dividir la variación entre los grupos por la variación dentro de los grupos. Si las medias entre los grupos varían mucho y la media dentro de un grupo varía poco, es decir, los grupos son heterogéneos entre ellos y similares internamente, el valor de F será más alto, y por tanto, las variables estarán relacionadas. En conclusión, cuanto más difieren las medias de la variable dependiente entre los grupos de la variable independiente, más alto será el valor de F . Si hacemos varios análisis de ANOVA de un factor, aquel con F más alto indicará que hay más diferencias y por tanto una relación más fuerte entre las variables.

Significación: si la probabilidad es menor de 0,05 correspondiente al nivel de confianza del 95% es que las dos variables están relacionadas y por tanto que hay diferencias significativas entre los grupos



Valor de F: cuanto más alto sea F, más están relacionadas las variables, lo que significa que las medias de la variable dependiente difieren o varían mucho entre los grupos de la variable independiente.

El Estadístico de Prueba F nos va a permitir rechazar o aceptar la hipótesis planteada, en función al valor que se obtenga y al nivel de significancia.

Si se tienen cinco poblaciones en estudio y se quieren comparar una con la otra, el estadístico de prueba será:

$$F = \frac{S^2_{\text{entre grupos}}}{S^2_{\text{Dentro grupos}}}$$

f) Establecer la región de rechazo para el estadístico:

La Región de rechazo se realiza en base a la puntuación de Fcrit. Es el valor calculado de la tabla F se tiene lo siguiente:

- Si $F = F_{crit}$ se rechaza H_0 y se acepta la H_a alguna de las medias es diferente
- Si $F < F_{crit}$ Se acepta H_0 y se rechaza H_a alguna de las medias es diferente

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS PARA EL OBJETIVO GENERAL

4.1.1. Estación y configuración del equipo estación total

Los resultados obtenidos son de acuerdo a los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación, las soluciones adoptadas, el diseño o técnica utilizada en campo.

4.1.2. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con estación total

Resultados de la comprobación de la longitud medida con el equipo topográfico estación total, se realizó a partir de la base de los puntos de control PCG-01 y PCG-02.

Tabla 21

Comparación de medición de longitud con estación total

Punto	Medición GPSD	Medición estación total (m)	Residual (m)	Observación
PCG01-PCG02	1014.939	1014.930	0.009	Día 1
PCG01-PCG02	1014.939	1014.928	0.011	Día 2
PCG01-PCG02	1014.939	1014.932	0.007	Día 3
PCG01-PCG02	1014.939	1014.929	0.010	Día 4

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con teodolito electrónico

Resultados de la comprobación de las distancias medidas con el equipo topográfico teodolito electrónico, se realizó a partir de la base de los puntos de control PCG-01 y PCG-02.

Tabla 22

Comparación de medición de longitud con teodolito electrónico

Punto	Medición GPSD	Medición teodolito electrónico (m)	Residual (m)	Observación
PCG01-PCG02	1014.939	1015.085	-0.146	Día 1
PCG01-PCG02	1014.939	1015.106	-0.167	Día 2
PCG01-PCG02	1014.939	1015.078	-0.139	Día 3
PCG01-PCG02	1014.939	1015.125	-0.186	Día 4

Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Comprobación de la base de control terrestre GPSD con odómetro digital

Resultados de la comprobación de las distancias medidas con el equipo topográfico teodolito electrónico realizó a partir de la base de los puntos de control PCG-01 y PCG-02.

Tabla 23

Comparación de medición de longitud con odómetro digital

Punto	Medición GPSD	Medición odómetro digital (m)	Residual (m)	Observación
PCG01-PCG02	1014.939	1015.915	-0.976	Día 1
PCG01-PCG02	1014.939	1015.900	-0.961	Día 2
PCG01-PCG02	1014.939	1015.956	-1.017	Día 3
PCG01-PCG02	1014.939	1015.939	-1.000	Día 4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24

Resumen de comparación de mediciones con los tres equipos topográficos

Tramo	GPSD Base (m)	Estación total (m)	Error (m)	Teodolito electrónico (m)	Error (m)	Odómetro digital (m)	Error (m)
PCG01-PCG02	1014.939	1014.930	0.009	1015.085	-0.146	1015.915	-0.976
PCG01-PCG02	1014.939	1014.928	0.011	1015.106	-0.167	1015.900	-0.961



PCG01-PCG02	1014.939	1014.932	0.007	1015.078	-0.139	1015.956	-1.017
PCG01-PCG02	1014.939	1014.929	0.010	1015.125	-0.186	1015.939	-1.000
Promedio	1014.939	1014.930	0.009	1015.099	-0.160	1015.928	-0.989

4.2. RESULTADOS PARA EL PRIMER OBJETIVO ESPECÍFICO

4.2.1. La eficiencia de las mediciones en los equipos topográficos

4.2.2. Medición de distancias

El análisis de medición de distancias es uno de los primordiales en este estudio, ya que básicamente estas se emplean en cualquiera de las otras aplicaciones desarrolladas. Varios factores en la medición de distancias se consideraron para este análisis comparativo.

Tabla 25

Resumen de comparación de eficiencia en los tres equipos topográficos

Descripción	Estación total	Teodolito electrónico	Odómetro digital
Tiempo de medición en campo	15 minutos	3 horas	25 minutos
Tiempo en gabinete	25 minutos	2 horas	05 minutos
Costo de alquiler de los equipos	120 soles/día	50 soles/día	50 soles/día
Alcance y rango de operación	5km con prisma	0-200m con mira	Ruedas

Alcance y rango de operación: el método taquimétrico fue viable en el rango de 2 m hasta los 200 m, con condiciones atmosféricas medianamente aceptables (sin calor excesivo ni neblina); fuera de este rango, la visualización del estadal era muy dificultosa y no recomendable. El cual en la estación total el alcance de visual de medida es de 5km.

Tiempo de medición: en ambos casos de levantamientos se tomó el tiempo en el que se efectuó la medición de 10 puntos para el análisis de distancias con el teodolito electrónico. Para levantamientos taquimétricos se utilizó un tiempo de 3 horas, mientras que para estación total el tiempo de levantamiento fue de 15 minutos, lo cual significa



una reducción en el tiempo empleado, utilizando el método de estación total respecto del taquimétrico y odómetro digital.

El costo de cada equipo en alquiler de los tres equipos topográficos el más eficiente el teodolito y odómetro digital, mientras tanto la estación total es menos eficiente.

Tiempo de trabajo en gabinete: para la medición de distancias con taquimetría, se emplearon 2 horas para la digitalización y elaboración de cálculos para obtener la libreta final y resultados finales, mientras que, con la estación total, el trabajo de gabinete se consideró mínimo, no más de 25 minutos en la descarga de datos, ya que no hace falta ningún cálculo y los datos obtenidos en campo son directamente los resultados finales del levantamiento. Y con el odómetro digital no hace falta ningún cálculo y los datos obtenidos en campo son directamente.

4.3. RESULTADOS PARA EL SEGUNDO OBJETIVO ESPECÍFICO

4.3.1. La precisión de las mediciones en los equipos topográficos

El análisis comparativo de estos equipos se enfoca principalmente en aspectos técnicos de precisión, aplicabilidad y rendimiento entre ambos métodos de levantamiento en estudio.

4.3.2. Medición de distancias

El análisis de medición de distancias es uno de los primordiales en este estudio, ya que básicamente estas se emplean en cualquiera de las otras aplicaciones desarrolladas. Varios factores en la medición de distancias se consideraron para este análisis comparativo.

Tabla 26

Resumen de comparación de la precisión en los tres equipos topográficos

Tramo	Base (m)	longitud promedio (m)	Error (m)	Error (%)
Estación total	1014.939	1014.930	0.009	0.799
Teodolito electrónico	1014.939	1015.099	0.160	13.783
Odómetro digital	1014.939	1015.928	0.989	85.418

Precisión: esta se midió a través del error porcentual medio obtenido en la comparación de medidas adquiridas por cada método y el patrón de medición determinado. Para mediciones de distancias taquimétricas se obtuvo un error relativo medio de 13.783 %, mientras que las tomadas por IEMD de la estación total alcanzaron el 0.799 %. Claramente los errores más pequeños obtenidos fueron las realizadas con estación total y con el odómetro digital se obtuvo un error de 85.418 claramente se nota que el error el más grande en las mediciones.

4.4. RESULTADOS PARA EL TERCER OBJETIVO ESPECIFICO

4.4.1. Análisis de errores en las mediciones en los equipos topográficos

Tabla 27

Resumen de comparación de la precisión en los tres equipos topográficos

Tramo	Base (m)	Longitud promedio (m)	Error relativo (m)	Tolerancia
Estación total	1014.939	1014.930	1/1188565	1/300000
Teodolito electrónico	1014.939	1015.099	1/95316	1/1000
Odómetro digital	1014.939	1015.928	1/82160	1/300

4.5. ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Error total y resumen de errores residuales longitud de 1014.939 m.l.

Tabla 28

Análisis estadístico (ANOVA) en 1014.939 m.l.

N° de medición (días)	Estación total (m)	Teodolito electrónico (m)	Odómetro digital (m)
Día 1 (error)	0.009	0.146	0.976
Día 2 (error)	0.011	0.167	0.961
Día 3 (error)	0.007	0.139	1.017
Día 4 (error)	0.010	0.186	1.000

Análisis estadístico, test paramétrico: análisis de la varianza (ANOVA) longitud de 1014.939 m.l.

RESUMEN				
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza
Estación total	4	0.037	0.0092500	0.000002917
Teodolito electrónico	4	0.638	0.1595000	0.000453667
Odómetro digital	4	3.954	0.9885000	0.000619000

ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	2.22499550	2	1.11249775	3102.961	1.6735E-13	4.256
Dentro de los grupos	0.00322675	9	0.00035853			
Total	2.22822225	11				



5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA

: Se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel confiabilidad del 95% entonces

Si $P > \alpha$ => Se acepta **H_0** y se rechaza **H_a** alguna de las medidas diferentes

Si $P < \alpha$ => Se rechaza **H_0** y se acepta la **H_a** alguna de las medidas diferente

6.- CONCLUSIÓN

: **Se Rechaza: H_0** No se acepta

Puesto que las expresiones: $F > F_{crit}$ y $P < \alpha$ se cumpla, entonces NO SE ACEPTA $H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3$; con un nivel de significancia de 0.05 y confiabilidad del 95%; concluyendo así que: Si hay diferencia significativa en la comparación de las medias de los errores en la medida de distancia en una longitud de 1014.939 m.l.

4.7. DISCUSIÓN

En contrastación con la tesis, ejecutado por Alfredo Ayala Ramírez y Milton Miguel; llegaron a las siguientes conclusiones. A partir del GPS Diferencial con el empleo de equipo tradicional (Teodolito y Estación Total), se puede decir que existe un beneficio muy significativo en el rendimiento de trabajo y personal empleado con el equipo estación total.

Los resultados obtenidos en la presente investigación en comparación de datos de la medición de distancia con estación total son más eficientes con 0.009 m. de error, respecto a teodolito electrónico y odómetro digital. Resultado que coincide en la tesis, ejecutado por Nely Jiménez, Alexis Magaña y Eduardo Soriano. El contenido de este trabajo dio como resultado de medidas obtenidas en forma directa con una Estación Total, equipo que es catalogado como instrumento de alta precisión.

Los resultados obtenidos en la presente investigación en comparación de datos de medición de distancia con estación total son más preciso en 0.009m. resultado que



coincide en la tesis, Al finalizar esta tesis ha obtenido los cálculos necesarios para poder realizar y ajustar problemas topográficos. Como se pudo observar en el desarrollo de este trabajo, las mediciones topográficas se reducen básicamente a la medida de distancias y ángulos. El ojo humano tiene un límite de percepción, más allá del cual no se aprecian las magnitudes lineales o angulares.

En la tesis, llega a una conclusión de que se Restableció la poligonal base del control horizontal, para realizar los trabajos topográficos. Se realizó los trabajos de medición de ángulos y distancias, con equipo de precisión como la estación total. Se realizó el cálculo de errores lineales y angulares de la poligonal base restablecida y ajuste respectivo por el método de mínimos cuadrados.



V. CONCLUSIONES

Se concluye la comparación de mediciones de distancias con los tres equipos topográficos; se determinó que estadísticamente existen diferencias significativas entre ellas y por lo tanto hay diferencias significativas con la precisión indicada en las especificaciones técnicas de cada uno de los tres equipos topográficos. Puesto que de acuerdo la prueba de Hipótesis realizadas las expresiones: F (estadístico F) $< F_{crit}$ (valor crítico para F) y P (Probabilidad) $< \alpha$ (nivel de significancia) se cumplen, para la distancia de 1014.939 m. entonces NO SE ACEPTA la hipótesis nula $H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3$; con un nivel de significancia de 0.05 y confiabilidad del 95%; concluyendo así que: de acuerdo al estadístico F Si hay diferencias significativas en la comparación de las medias de los residuos en una longitud de 1014.939 m.l.

Se concluye que la eficiencia es mayor en el equipo topográfico estación total por tener la capacidad de realizar mediciones rápidas y en menor tiempo posible que es de 15 minutos de medición en campo, que en teodolito electrónico y el odómetro digital son de 2 a 3 horas. El análisis de tiempos y costos realizadas en cada sistema determinaron que el sistema topográfico convencional es menos eficiente, demanda de alta cantidad de costos, mano de obra y tiempo, además es muy sensible en lo referente a la accesibilidad al área de estudio y genera un alto riesgo laboral para el personal técnico que realiza el levantamiento.

Se concluye que el análisis comparativo de las mediciones obtenidos mediante levantamientos realizados con estación total existe mayor precisión en 0.009 m. de error. que, en los levantamientos topográficos con teodolito electrónico es de 0.016 m. de error, y el odómetro digital fue de 0.989 m. de error, la confrontación de los datos se realizó en cuanto a precisión en las medidas de longitud de la base del PCG-01 Y PCG-02, en



tiempos de trabajo, en campo y en gabinete y su respectiva aplicación en proyectos de ingeniería.

El error relativo medio que se podría esperar para la medición de distancias horizontales con estación total es menor en 0.799 %, error residual de 0,009 m. y en la medición de distancia con el teodolito electrónico es mayor en 13.783% con un error residual de 0.160 m. finalmente la medición de distancia con el odómetro digital es mayor de 85.418% con un error residual de 0.989 m.



VI. RECOMENDACIONES

Seguir realizando Investigaciones sobre la posible medición de distancia entre dos puntos de control. Así mismo, se deben realizar revisiones periódicas a los instrumentos nivelados ya que, con el aire del medio ambiente, vibraciones externas o por el mismo movimiento del observador en la estación, los trípodes de los instrumentos tienden a moverse y desnivelarse.

Se recomienda utilizar la estación total para las mediciones de distancias por ser eficientes y precisos en mediciones de distancias, entre las limitantes del teodolito electrónico y del odómetro digital se encuentra la distancia máxima para las lecturas la cual va a depender de las condiciones climáticas, topográficas y de la precisión de los equipos. El análisis de tiempos y costos, demanda de alta cantidad de costos, mano de obra y tiempo.

Utilizar de preferencia levantamientos con estación total antes que los taquimétricos, especialmente en los que se requiera de buena precisión, como: proyectos de vías terrestres, puentes o similares, líneas de drenaje sanitario, obras hidráulicas, instalación y alineación de equipos mecánicos u otros levantamientos en que se considere viable.

Se recomienda para levantamientos taquimétricos tomar en cuenta los procedimientos indicados en el presente estudio, utilizar estadal con divisiones milimétricas y con burbuja de nivelación para mantener la verticalidad y evitar equivocaciones en la lectura de hilos. No se deben realizar observaciones a más de 100 m. de distancia con un teodolito electrónico; además, se sugiere extender lo menos posible el estadal ya que el aire tiene incidencia significativa sobre éste y como último punto utilizar un nivel ojo de buey para estadal es muy útil para toda medición.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acero Velo, L., & Serruto Flores, J. C. (2018). *Modelo geoidal con receptores Gns en método cinemático y nivelación geométrica para la estimación de alturas ortométricas en la Ciudad Universitaria Una - Puno*, (Pregrado). Universidad Nacional del Altiplano - Puno.

Alcántara, Dante. (1999). *Apuntes de topografía*. 2ª. ed. México D.F.: Universidad Autónoma Metropolitana. 190 p.

Alcántara, D. (1990). *Topografía*. México: Mc Graw Hill/Interamericana de México, S.A. de C.V.

Anrango Haro R. (2015). *Levantamiento topográfico del embalse de pintura para el proyecto multipropósito Piñan – Tumbabiro*. Quito, Ecuador.

Barrera Guerrero, B. G. (2010). *Estudio topográfico para la actualización de cotas de la red de bancos de nivel de la Ciudad de México*. México

Bnnister, A., Raymond, S., & Baker, R. (2016). *Técnicas Modernas en Topografía*. México: Alfaomega Grupo Editor S.A. de S.V.

Brinker, Russel; Wolf, Paul. (1997). *Topografía*. 9a ed. México: Alfaomega, 834 p. ISBN: 970-15-0221-3.

Cifuentes, Lucio. (2015). *Historia de la ingeniería civil: reconocimiento de los escenarios ocupacionales de la ingeniería civil en Colombia, en función de las necesidades de infraestructura y de las tendencias de formación*. Universidad Piloto de Colombia - Bogotá.

Casanova, L. (2002). *Topografía Plana*. Mérida: Taller de Publicaciones de Ingeniería, ULA.



Delgadillo, E. (2013). *Manual de prácticas de campo, cálculo y dibujo topográfico aplicado a la planimetría*. Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.

Fernández Ccopel, I. A. (2001). *El Datum*. Universidad de Valladolid.
<https://www.aristasur.com/sites/as/users/3/arch/datum-cartografia.pdf>

Gámez, W. (2015). *Texto Básico Autoformativo de Topografía General / William R. Gámez Morales; revisado por David López. - 1a ed. - Managua: UNA, 2015*

García, F. (2003). *Curso Básico de Topografía*. Mexico: Pax México.

Gasga, J.E. (2008). *Cálculo y ajustes aplicados a la solución de problemas topográficos*. Ajuste Topográficos.

Instituto Geográfico Nacional. (2016). *Norma Técnica Geodésica Especificaciones Técnicas Para Levantamientos Geodésicos Verticales*. Lima, Perú.

Instituto Geográfico Nacional. (2019, March 21). *Geodesia*. Instituto Geográfico Nacional. <https://www.ign.es/web/ign/portal/gds-teoria-geodesia>

Jimenez, G. (2007). *Topografía para Ingenieros Civiles*. Armenia: Universitaria.

Mactzul Xicay, Anselmo Enrique Vidal. (2018). *Análisis comparativo de levantamiento altimétricos por GPS, estación total y método de nivelación diferencial*. Licenciatura tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Mendoza, S. (2007). *Planeamiento Urbano*, Programa de Complementación Profesional UJCM. Perú.

Mendoza, Dueñas, J. (2011). *Topografía Técnicas Modernas*. Lima: Segrin E.I.R.L.

Mendoza, Dueñas, J. (2017). *Topografía Técnicas Modernas*. Lima: Maraucano E.I.R.L.



Mendoza Dueñas, J. (2019). *Topografía y Geodesia*. Perú.

Mendoza Dueñas, J. L. (2020). *Topografía y Geodesia*. Editores Maracauno.

<https://ingnovando.com/wp-content/uploads/2020/06/MUESTRA-LIBRO-DETOPOGRAFIA.pdf>

Mccormac, J. (2007). *Topografía*. EE. UU.: Limusa Wiley.

Navarro Hudiel, S. (2010). *Nivelación*. Lima: U. Norte Editorial.

Pachas, R. L. (2009). Uso del gps y estación total. *El Levantamiento Topográfico*, 43-45.

Pérez Navarro, A. (2011). *Introducción a los sistemas de información geográfica y geo telemática*. editorial UOC.
https://books.google.com.pe/books?id=xip1wtr8k58C&printsec=frontcover&source=gb_s_atb#v=onepage&q&f=false

Peter Herlihy, D. (1994). *Dana Tutorial On Geodetic Datums*. Austin university.
<https://es.scribd.com/document/83681177/Dana-Tutorial-on-Geodetic-Datums>

Quispe Pérez, E. (2015). *Repositorio.UMSA.bo*. Obtenido de repositorio.UMSA.bo: <http://www.repositorio.umsa.bo>

Szentesi, A. (1980). *Mediciones Topográficas*. Fabricas Ópticas de Hungría. Hungría.

Ticona Kapquequi, R. F. (2012). *Obtención de Alturas Pseudo Ortometricas, Aplicando la Tecnología GPS* (Pregrado). Universidad Mayor de San Andrés. La Paz, Bolivia.

Típula P. y Osorio M. (2006). *Introducción al Sistema de Posicionamiento Global: manual de uso Gps*, Instituto del bien común.



- Torres, A. y Villate, E. (2001). *Topografía*: Prensa Moderna Impresores S.A. Colombia.
- Valencia, (2008). *Topografía para Ingeniería*. Serena: Universitaria.
- Wolf, P. R., & Brinker, R. C. (1997). *Topografía*. México: Alfaomega.
- Wolf, P.R. y Ghilani, Ch. D. (2012). *Topografía*: Alfa Omega Grupo Editor S.A. de C.V. México.
- Wolf, R. R., & Ghilani, C. D. (2016). *Topografía*. México: Alfaomega.
- Zamarripa Medina, M. (2010). *Apuntes de Topografía*. México.
- Zúñiga, W. (2010). *Topografía Geodesia y Cartografía*. Primera edición. Grupo universitario S.A.C. Perú.



ANEXOS



Figura 34. Instalación de puntos de control geodésicos PCG-01



Figura 35. Instalación de puntos de control geodésicos PCG-02



Figura 36. Medición de distancia con Teodolito electrónico Nikon



Figura 37. Medición de distancia con Odómetro digital

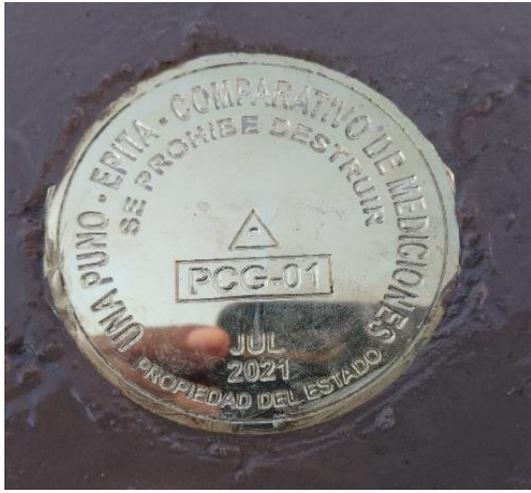


Figura 38. Medición de distancia con Estación Total Topcon



Figura 39. Placas de bronce de puntos geodésicos

Anexo A: Fichas de puntos de control geodésicos PCG-01

FICHA A		PCG - 01 PUNTO DE GEOREFERENCIACION	
PROYECTO: "COMPARACIÓN DE MEDICIONES CON EQUIPOS TOPOGRÁFICOS: ESTACIÓN TOTAL, TEODOLITO ELECTRÓNICO Y ODÓMETRO DIGITAL, EN UNA LONGITUD DE 1000 m.I. EN EL DISTRITO DE PLATERÍA, PUNO"			
CODIGO: PCG-01	Precision: Horizontal: +- 2.5mm+1ppm Vertical: +- 0.5mm+1ppm	ESTABLECIDO POR:	
COORDENADAS GEOGRAFICAS			
LATITUD: S 15°56'51.17486"	LONGITUD: W 69°49'42.54021"	ALTITUD GEOIDAL: 3820.911	ALTITUD ELIPSOIDAL: 3866.443
COORDENADAS UTM WGS-84			
ESTE: 411333.531	NORTE: 8236690.353	ZONA: 19L	ORDEN: " C "
COORDENADAS TOPOGRAFICAS WGS-84			
ESTE: 411333.531	NORTE: 8236690.353	ZONA: 19L	ORDEN: " C "
FACTOR DE ESCALA DE PROYECCION		FACTOR DE ESCALA DE ELEVACION	FACTOR DE ESCALA COMBINADA
0.999826555		0.999391259	0.99921792
VISTA FOTOGRAFICA			
UBICACIÓN:			
			
DEPARTAMENTO: PUNO	PROVINCIA: PUNO	DISTRITO: PLATERIA	LUGAR: PALLALLA
DESCRIPCION DEL PUNTO DE CONTROL			
EL PUNTO GEODESICO ESTA MONUMENTADO CON CONCRETO, LLEVA UN DISCO DE BRONCE, EMPOTRADO SOBRE UN HITO CON LA INSCRIPCION PCG-01			
ELABORADO POR:		REFERENCIA:	
		CARTA NACIONAL 32-x Acora 1:100000	
		FECHA	
		Jul-21	

Anexo B: Fichas de puntos de control geodésicos PCG-02

FICHA B		PCG - 02 PUNTO DE GEOREFERENCIACION	
PROYECTO:			
"COMPARACIÓN DE MEDICIONES CON EQUIPOS TOPOGRÁFICOS: ESTACIÓN TOTAL, TEODOLITO ELECTRÓNICO Y ODÓMETRO DIGITAL, EN UNA LONGITUD DE 1000 m.l. EN EL DISTRITO DE PLATERÍA, PUNO"			
CODIGO:	Precision:	ESTABLECIDO POR:	
PCG-02	Horizontal: +- 2.5mm+1ppm Vertical: +- 0.5mm+1ppm		
COORDENADAS GEOGRAFICAS			
LATITUD:	LONGITUD:	ALTITUD GEOIDAL:	ALTITUD ELIPSOIDAL:
S 15°56'41.64582"	W 69°49'09.88653"	3820.332	3865.882
COORDENADAS UTM WGS-84			
ESTE:	NORTE:	ZONA:	ORDEN:
412303.183	8236987.005	19L	" C "
COORDENADAS TOPOGRAFICAS WGS-84			
ESTE:	NORTE:	ZONA:	ORDEN:
412304.066	8236987.275	19L	" C "
FACTOR DE ESCALA DE PROYECCION		FACTOR DE ESCALA DE ELEVACION	FACTOR DE ESCALA COMBINADA
0.999826555		0.999391259	0.99921792
VISTA FOTOGRAFICA			
UBICACIÓN:			
DEPARTAMENTO:	PROVINCIA:	DISTRITO:	LUGAR:
PUNO	PUNO	PLATERIA	PALLALLA
DESCRIPCION DEL PUNTO DE CONTROL			
EL PUNTO GEODESICO ESTA MONUMENTADO CON CONCRETO, LLEVA UN DISCO DE BRONCE, EMPOTRADO SOBRE UN HITO CON LA INSCRIPCION PCG-02			
ELABORADO POR:		REFERENCIA:	
		CARTA NACIONAL 32-x Acora	
		1:100000	
		FECHA	
		Jul-21	



Anexo C: Especificaciones de GPS diferencial

SOUTH
Target your success

GALAXY G1





SPECIFICATIONS

Surveying Performance	
Channel	220 Channels
Signal Tracking	BDS B1, B2, B3 GPS L1C/A, L1C, L2C, L2E, L5 GLONASS L1C/A, L1P, L2C/A, L2P, L3 SBAS L1C/A, L5 (Just for the satellites supporting L5) Galileo GIOVE-A, GIOVE-B, E1, E5A, E5B QZSS, WAAS, MSAS, EGNOS, GAGAN, SBAS
GNSS Features	Positioning output rate: 1Hz~50Hz Initialization time: < 10s Initialization reliability: >99.99%
Positioning Precision	
Code Differential GNSS Positioning	Horizontal: ± 0.25 m + 1 ppm Vertical: ± 0.50 m + 1 ppm SBAS positioning accuracy: typically <5m 3DRMS
Static GNSS Surveying	Horizontal: ± 2.5 mm + 0.5 ppm Vertical: ± 5 mm + 0.5 ppm
Real-Time Kinematic Surveying (Baseline<30km)	Horizontal: ± 8 mm + 1 ppm Vertical: ± 15 mm + 1 ppm
Network RTK	Horizontal: ± 8 mm + 0.5 ppm Vertical: ± 15 mm + 0.5 ppm RTK initialization time: 2~8s
Physical	
Dimension	12.9 cm×11.2cm
Weight	970g (including installed battery)
Material	Magnesium aluminum alloy shell
Environmental	
Operating	-45°C ~ +60°C
Storage	-55°C ~ +85°C
Humidity	Non-condensing
Waterproof/Dustproof	IP67 standard, protected from long time immersion to depth of 1m IP67 standard, fully protected against blowing dust
Shock and Vibration	Not operating: Withstand 2 meters pole drop onto the cement ground naturally While: Withstand 40G 10 milliseconds sawtooth wave impact test
Electrical	
Power Consumption	2W
Battery	Rechargeable, removable Lithium-ion battery
Battery Life	Single battery: 7h (static mode) 5h (internal UHF base mode) 6h (rover mode)
Communications and Data Storage	
I/O Port	5PIN LEMO external power port + RS232 7PIN LEMO RS232 + USB 1 network/radio data link antenna port SIM card slot
Wireless Modem	Integrated internal radio receiver and transmitter 0.5W/2W External radio transmitter 5W/25W
Working frequency	410-470MHz
Communication protocol	TrimTalk450s, TrimMark3, PCC EOT SOUTH
Cellular Mobile Network	WCDMA3.5G network communication module, GPRS/EDGE compatible, CDMA2000/EVDO 3G optional
Double Module Bluetooth	BLEBluetooth 4.0 standard, support for android, ios cellphone connection Bluetooth 2.1 + EDR standard
NFC Communication (Optional)	Realizing close range (shorter than 10cm) automatic pair between Galaxy G1 and controller (controller equipped NFC wireless communication module needed)
Data Storage/Transmission	4GB internal storage, more than 3 years raw observation data (about 1.4M/day), based on recording from 14 satellites Plug and play mode of USB data transmission
Data Format	Differential data format: CMR+, CMRx, RTCM 2.1, RTCM 2.3, RTCM 3.0, RTCM 3.1, RTCM 3.2 GPS output data format: NMEA 0183, Δ K plane coordinates, binary code Network model support: VRS, FKP, MAC, supporting NTRIP protocol
Inertial Sensing System (Optional)	
Tilt Survey	Built-in tilt compensator, correcting coordinates automatically according to the tilt direction and angle of the centering rod
Electronic Bubble	Controller software display electronic bubble, checking leveling status of the centering rod real time
User Interaction	
Buttons	One-button operation, visual operation, convenient and efficient



SOUTH SURVEYING & MAPPING INSTRUMENT CO.,LTD.

Add: 2/F, Surveying Building (He Tian Building), NO.26, Ke Yun Road, Guangzhou 510665, China
Tel: +86-20-23380891/85524990/23380888 Fax: +86-20-85524889/85529089/23380800
E-mail: mail@southsurvey.com export@southsurvey.com Impexp@southsurvey.com gnss@southsurvey.com
http://www.southinstrument.com http://www.southsurvey.com

SOUTH Galaxy G1, new generation integrated RTK system with smaller size and innovative design, leads the direction of new generation RTK with excellent performance, provides high-efficiency and intelligent surveying experience to customers. It isn't simply smaller, it's better in everywhere.



1. Bluetooth indicator
2. DATA interaction
3. Satellite indicator

4. Power key
5. Battery housing
6. Loudspeaker

7. UHF/GSM antenna interface
8. Standard LEMO(5 pins)
9. USB/RS232

KEY FEATURES



Innovative structure design

SOUTH Galaxy G1, with smaller size and innovative design, the weight is only 970g, is built with magnesium alloy materials. And the top edge is designed to decrease harm for receiver in case of fall down to ground.



Powerful new bluetooth module

Equipped with bluetooth 4.0 module, which supports receiver to work well with smartphone and tablet etc, also making bluetooth communication faster and more stable.



Tilt survey

The internal tilt sensor helps receiver to survey without centering, in order to improve survey efficiency, and tilt angle can reach 30 degree maximum.



Electronic bubble calibration

The internal electronic bubble sensor can correct the survey result, to support receiver to survey without level.



Easy to carry

Travel light, makes the surveying no longer bear heavy load. New miniature RTK surveying system, the receivers and bags have become more compact, and the weight of a full set of equipment reduces by 30% compare to the previous generation.



STANDARD SET

External radio transmitter (optional)

Our high speed wireless digital radio is integrated with ten years radio design and production experience of SOUTH, adopting radio frequency and digital processing, baseband processing technology, air transmission rate reaches to 19200bp, radio-frequency emission power top to 25W, reliable performance, strong stability, is more suitable for RTK fieldwork.

RTK carrying case

The convenient RTK carrying case is customized for surveying workers, which adopts double oxford tabby textile fabric and YKK industrial grade waterproof zipper. It has strong abrasive resistance and waterproofness. Meanwhile the unique backpack design reduces the heavy burden of field work.

Surveying software

Galaxy G1 RTK surveying system can be equipped with SOUTH professional surveying software for special industries, such as engineering star, SurvCE, FieldGenius and so on.

Engineering star (standard supply): it's our kernel surveying software, the main functions are detail survey, stake out point, stake out line, coordinate system transformation and so on. It's a powerful and efficient software for RTK survey.



Full satellite constellations support

Equipped with most advanced GNSS boards, SOUTH Galaxy G1 system can track most signal from all kinds of running satellite constellation, especially support B1, B2 and B3 signal from BeiDou, also is able to get position result with only BeiDou signal.



Intelligent and open platform

A based on smart platform and powerful structure, which can make system work faster and more stable, less power consumption, and can also monitor the status of each parts real time, extend battery life in the field.



Cloud service

7*24 hour cloud service, which enable make service and support more quickly, such as online upgrade and register, remote diagnosis etc.



Advanced data-link module

Integrated with new and excellent datalink system, SOUTH Galaxy G1 is compatible with current radio protocols in the market, also supports all kinds of network types to access CORS seamlessly.



NFC function

The internal NFC module can make the complicated bluetooth communication more simple and easier.



Anexo D: Especificaciones de Teodolito electrónico Nikon

Medición de ángulos	
Método de medición	Código absoluto
Diámetro del disco	79 mm
Lectura mínima	5"/10" Selectiva
Precisión	5" (DIN 18723)
Ángulo horizontal	Dual
Ángulo vertical	Dual
Telescopio	
Apertura	45 mm
Aumento múltiplo	30×
Campo visual	1°30'
Distancia mínima de enfoque	0.7 m
Eficiencia distinguida	3"
Constante de multiplicación (K)	100
Compensador automático	
Sistema	Sensor líquido eléctrico
Rango de trabajo	±3'
Exactitud	1"

Sensibilidad de nivel	
Nivel de la alidada	30"/2 mm
Nivel circular	10'/2 mm
Plomada óptica	
Imagen	Positiva
Aumento múltiplo	3×
Rango de enfoque	0,5 m ~ ∞
Pantalla	
Tipo	Pantalla LCD por 2 lados
Batería de cargo	
Fuente de alimentación	Batería AA recargable Ni-H
Voltaje	VDC 6 V
Tiempo de funcionamiento	48 horas
Tamaño y peso	
Dimensión	L145 × H318 ×W179 mm
Peso	5,2 kg
temperatura	-20 °C a +50 °C

Anexo E: Teodolito Electrónico Nikon NE-20S



Anexo F: Especificaciones de Odómetro digital

Capacidad máx. de medición	9,999.9 m
Altura total	1 m
Diámetro de la rueda	12" (32 cm)
Ancho de la rueda	2.7 cm
Peso	1.8 kg
Empaque individual	Caja
Inner	1
Master	4
Color	Naranja
Fabricante	Truper
Material	Plástico



Anexo G: Odómetro digital Truper



Anexo H: Especificaciones de Estación Total Topcon GM-55

Angle Measurement	
Min. Resolution/ Accuracy	2"/5"
Min. Display	1"/5" (0.0002 / 0.001 gon, 0.005 / 0.02 mil)
Dual-axis compensator /	Dual-axis liquid tilt sensor, working range: ±6'
Collimation compensation	On/Off (selectable)
Distance Measurement	
Prism EDM Range	4,000 m
Prism EDM Accuracy	1.5 mm + 2 ppm
Non-Prism Range	500 m
Non-Prism Accuracy	2.0 mm + 2 ppm (0.2 - 200 m)
Measuring Time	Fine: 0.9 sec Rapid: 0.6 sec Tracking: 0.4 sec
Communications	
Bluetooth Class 1.5, Operating range: up to 10m	
USB flash memory (max. 32GB)	
Serial RS-232C, USB2.0 (Type A for USB flash memory)	
General	
Display	Graphic LCD, 192 x 80 dots, backlight : on/off (Selectable) / Alphanumeric keyboard / 28 keys with backlight
Battery Operation	Up to 14 hours
Dust/Water Rating	IP66
Operating Temp	-20°C to 60°C*



Ultra-powerful, advanced EDM

- 500 m non-prism range
- 4,000 m prism range
- Coaxial red laser pointer
- Pinpoint, precise beamspot



Easy access USB 2.0 memory

- Up to 32GB storage
- Environmentally protected
- Compatible with industry standard thumb drives



Advanced angle encoder system

- 2" or 5" angle accuracy
- Incorporates exclusive IACS
(Independent Angle Calibration System)
on 2" and 5" models



Rugged, waterproof design

- Waterproof/dustproof IP66 design
handles the toughest environments
- Magnesium-alloy housing providing
stable angle accuracy
- Graphic display and alphanumeric key
board (standard)

Anexo I: Estación Total Topcon GM-55



Anexo J: Certificado de calibración GPS diferencial



GEO TOP AQP

la casa del ing. topógrafo

SERVICIOS-VENTA-CALIBRACION-REPARACION

- SERVICIOS TOPOGRÁFICOS
- CARRETERAS - CANALES
- TUBERÍAS - MONTAJE
- REPRESAS - FUENTES - LINEAS
- MINERÍA SUPERFICIAL
- MINERÍA SUBTERRÁNEA
- PUNTOS GEODÉSICOS (fast static)

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD CERTIFICATE OF OPERATION

Mant. General

Reparación

Operatividad

Garantía

Nuevo

DATOS DEL EQUIPO

DATOS DEL CLIENTE

Equipo : RECEPTOR GNSS	Persona Natural o Jurídica : JASMANI YOVANI FLORES TEVES
Fabricante : SOUTH	Dirección : JR. GAMALIEL CHURATA N° 351 - PUNO
Modelo : GALAXY G1	RUC / DNI : 10457469107
N° Serie : S82554117134095	

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

Nro : 44-05/2021
Fecha : 01/05/2021

Imagen de Recep



Geotop AQP E.I.R.L.:

Certifica que el equipo topografico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estandares internacionales establecidos.

En las pruebas efectuadas en Tiempo real los equipos, estos se encuentran dentro de las tolerancias del fabricante.

PRECISIÓN LEVANTAMIENTO GPS Post Proceso (Estatic & Fast Estatic)

HORIZONTAL	0.25 mm + 1 ppm RMS
VERTICAL	0.5 mm + 1 ppm RMS

FECHA DE MANTENIMIENTO

Fecha	Mantenimiento	Prueba de Operatividad	Fecha de Vencimiento	Observación
01/05/2021	x	x	01/11/2021	% 100 OPERATIVO

Responsable Técnico J. Pio Vitorino Andrade	GERENTE GENERAL GEOTOP AQP E.I.R.L.
 Ing. J. Pio Vitorino Andrade GERENTE SERV. TECNICO	 www.geotopaqp.com La solución GPS/GNSS



ORD. N° 44-05/2021

Calle Paucarpata N° 397 Cercado Arequipa Telf: 054-232410 RPC: 997956688 MOV. 95997621 RPM #264460 RPC: 959918325
geotopaqp@hotmail.com www.geotopaqp.com





GEO TOP AQP

la casa del ing. topógrafo

SERVICIOS-VENTA-CALIBRACION-REPARACION

- SERVICIOS TOPOGRÁFICOS
- CARRETERAS - CAÑALES
- TUBERÍAS - MONTAJE
- REPRESAS - FUENTES - LINEAS
- MINERÍA SUPERFICIAL
- MINERÍA SUBTERRÁNEA
- PUNTOS GEODÉSICOS (fast static)

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD
CERTIFICATE OF OPERATION

Mant. General
Reparación
Operatividad
Garantía
Nuevo

DATOS DEL EQUIPO

DATOS DEL CLIENTE

Equipo : RECEPTOR GNSS	Persona Natural o Jurídica : JASMANI YOVANI FLORES TEVES
Fabricante : SOUTH	Dirección : JR. GAMALIEL CHURATA N° 351 - PUNO
Modelo : GALAXY G1	RUC / DNI : 10457469107
N° Serie : S82554117134092	

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

Nro : 45-05/2021
Fecha : 01/05/2021

Imagen de Receptor



Geotop AQP E.I.R.L.:

Certifica que el equipo topografico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estándares internacionales establecidos.

En las pruebas efectuadas en Tiempo real los equipos, estos se encuentran dentro de las tolerancias del fabricante.

PRECISIÓN LEVANTAMIENTO GPS Post Proceso (Estatic & Fast Estatic)

HORIZONTAL	0.25 mm + 1 ppm RMS
VERTICAL	0.5 mm + 1 ppm RMS

FECHA DE MANTENIMIENTO

Fecha	Mantenimiento	Prueba de Operatividad	Fecha de Vencimiento	Observación
01/05/2020	x	x	01/11/2021	% 100 OPERATIVO
Responsable Técnico J. Pio Vitorino Andrade		GERENTE GENERAL GEOTOP AQP E.I.R.L.		
 Ing. J. Pio Vitorino Andrade GERENTE SERV. TÉCNICO		www.geotopaqp.com La solución GPS/GNSS		

ORD. N° 45-05/2021

Calle Paucarpata N° 397 Cercado Arequipa Telf: 054-232410 RPC: 997956688 MOV. 95997621 RPM #264460 RPC: 959918325
geotopaqp@hotmail.com www.geotopaqp.com



Anexo K: Certificado de calibración Estación Total Topcon



**COSOLA
GROUP S.A.C.**

Certificado de Calibración

<p>Producto: ESTACION TOTAL Marca: Topcon Modelo: GM-55 N° de equipo: - No. de Serie: 1Y011146</p>	<p>No. de Certificado: 2609854-03062021 Fecha de Inspección: 03 De JUNIO, 2021 No. de Orden: 896283 No. de Pedido: 003-006/21</p>
<p>Emitido por: Servicio Técnico Autorizado COSOLA GROUP SAC Av petit thouars 1439 Lima-Perú</p>	<p>Cliente: CELSO CORDOVA RODRIGUEZ RUC:10018683542</p>

Precisión Angular	: 05"
Lectura mínima	: 01"/05"
Precisión de distancia	: ± 1,5 mm.x2ppmxD No prisma : 1,5m.x2ppmxD
Alcance	: 4000 m.c/01 prisma - No prisma: 1.5 a 500 m.
Lectura mínima	: 1.5 m

Para controlar y calibrar los ángulos se contrastan con un colimador TOPCON con telescopio de 40x en cuyo retículo enfocado al infinito, el grosor de sus trazos está dentro de 01"; que es patronado periódicamente por una Estación Total OS-105 TOPCON de precisión al 01" con el método de lectura Directa-Inversa.

Para controlar y calibrar la constante promedio en las Distancias se hacen las mediciones en una base establecida con una Estación Total Marca TOPCON modelo OS-105 de precisión en distancia de +/- (1.5mm + 2 ppm x D) m.s.e. = línea de la medida.

La Estación Total GM-55 es estacionada sobre la base del colimador y estando bien nivelado orientamos el equipo a 90°00'00", visamos al colimador al infinito ∞ , visando y haciendo coincidir la cruz de nuestro retículo patrón/colimador con las dos líneas que aparecen en el equipo GM-55 y Estando en posición CI ponemos la lectura horizontal en cero grados y apuntamos la lectura vertical 90°00'00", giramos el equipo a CII y de la misma manera que en CI anotamos la medida de las lecturas verticales y horizontales; En caso que tengan errores de mediciones angulares Vertical y Horizontal, se procede a su corrección electrónica y mecánica según protocolo exigido por el fabricante Topcon Corporation.

MEDICIONES DE PATRON-Colimador	MEDICIONES ANGULARES GM-55	DIF.
ANG. HZ: 00°00'00" / 180°00'00"	00°00'00" / 180°00'00"	00"
ANG. V: 90°00'00" / 270°00'00"	90°00'00" / 270°00'00"	00"

INCERTIDUMBRE : ANGULARES +/- 05" Distancias +/- 1.5mm



JHONNY RAY PAUCAR ORMEÑO
TEC RESPONSABLE

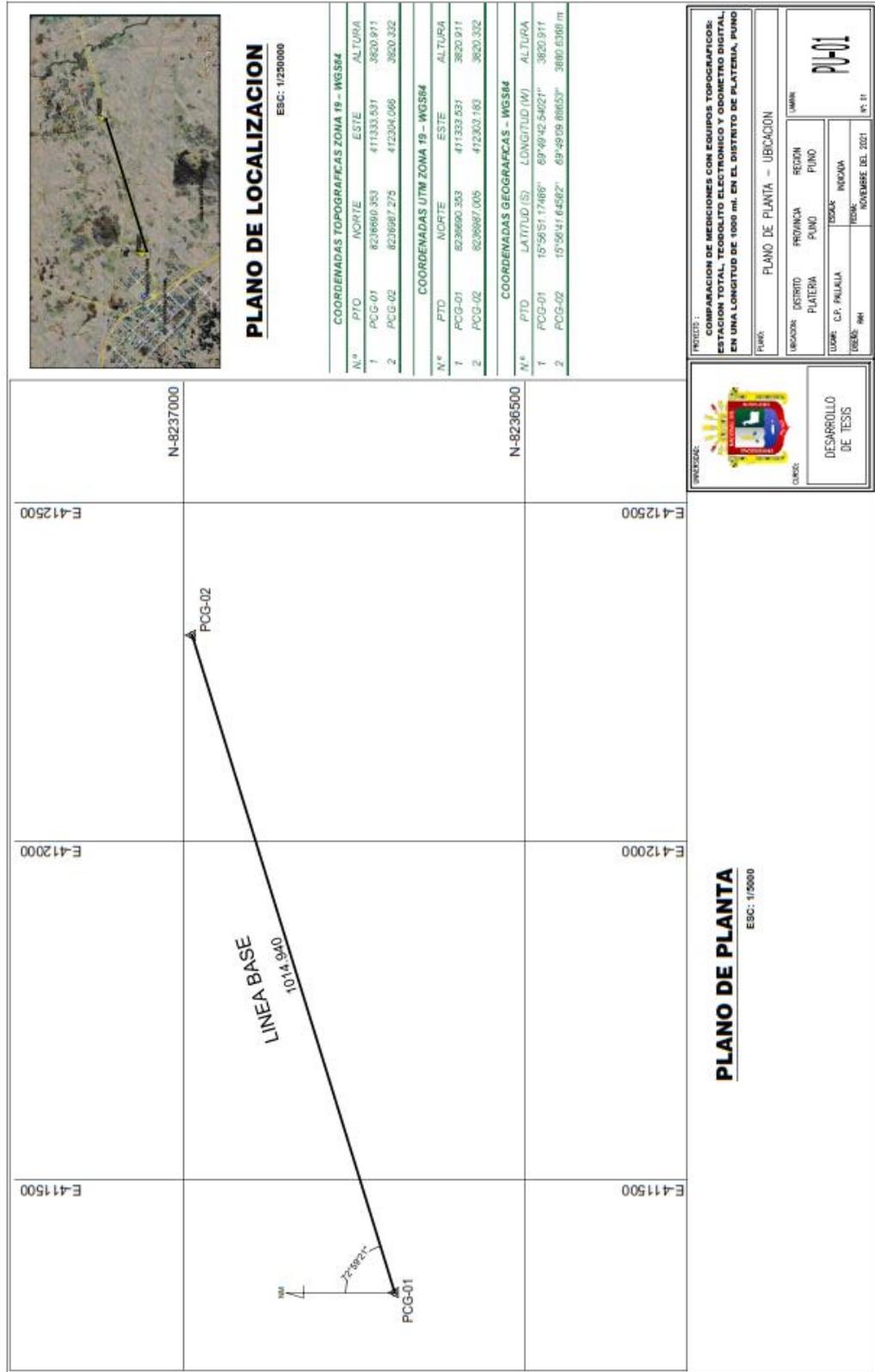
No. de Certificado 2609854-03062021
 No. Art 5003357
 Este Certificado no puede ser reproducido parcialmente ni en su totalidad,
 sin previa aprobación escrita de la entidad emisora.

Page 1/1

COSOLA GROUP S.A.C.
 Av. Petit Thouars 1439
 Santa Beatriz - Lima Perú

945180544/97942977
 3081395/80588
 www.cosola.com

Anexo L: Plano de medición de distancia de PCG-01 Y PCG-02





PLANO DE IMAGEN SATELITAL
ESC: 1:15000

COORDENADAS TOPOGRAFICAS ZONA 19 - WGS84				
N°	PTO.	NORTE	ESTE	ALTURA
1	PCCG-01	8236690.353	411333.531	3820.911
2	PCCG-02	8236917.275	412304.066	3820.332

UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL ALTIPLANO

DESARROLLO
DE TESIS

PROYECTO : COMPARACION DE MEDICIONES CON EQUIPOS TOPOGRAFICOS: ESTACION TOTAL, TEOODOLTO ELECTRONICO Y ODOMETRO DIGITAL, EN UNA LONGITUD DE 10000 m. EN EL DISTRITO DE PLATERIA, PUNO

PLANO: PLANO DE IMAGEN SATELITAL

UBICACION: DISTRITO	PLATERIA	PROVINCIA	PUNO	REGION	PUNO
TITULO:	CP. PALAJA	ESCALA:	NO/NO	FECHA:	NO/NO
DESE: INI		FECHA:	NO/NO	NO/NO	NO/NO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO