

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y
AGRIMENSURA**



**COMPARACIÓN DE CONTROL TOPOGRÁFICO, REPLANTEO
EN LA CONSTRUCCIÓN, PRESA RELAVES CON ESTACIÓN
TOTAL Y GPS DIFERENCIAL EN TIEMPO REAL
(RTK), MINERA LAS BAMBAS – APURIMAC**

TESIS

PRESENTADA POR:

HELDER VIZCARRA QUISPE

ALEX EDWAR VIZCARRA QUISPE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR

PUNO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y
AGRIMENSURA**



COMPARACIÓN DE CONTROL TOPOGRÁFICO, REPLANTEO EN LA
CONSTRUCCIÓN, PRESA RELAVES CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS
DIFERENCIAL EN TIEMPO REAL (RTK), MINERA LAS BAMBAS – APURIMAC

TESIS PRESENTADA POR:


HELDER VIZCARRA QUISPE

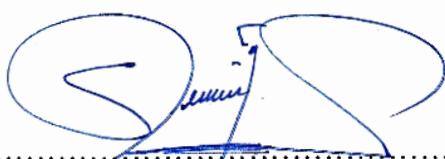
ALEX EDWAR VIZCARRA QUISPE

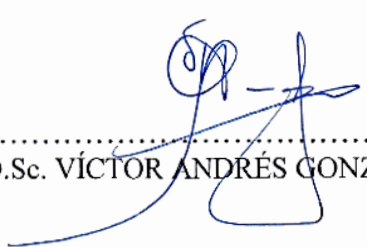
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

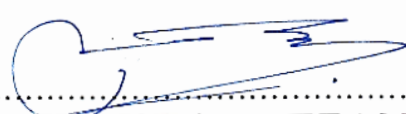
INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE : 
M.Sc. VALERIANO CONDORI APAZA

PRIMER MIEMBRO : 
Ing. SAUL SARDON FLORES

SEGUNDO MIEMBRO : 
D.Sc. VÍCTOR ANDRÉS GONZALES GONZALES

DIRECTOR / ASESOR : 
Ing. ARTURO JOELS VENTURA MAMANI

ÁREA : Ciencias Naturales

TEMA : Topografía, Geodesia, Cartografía y Catastro

FECHA DE SUSTENTACION: 07 DE JUNIO DEL 2019

DEDICATORIA

A Dios, Por, darnos la oportunidad de vivir
y estar en cada paso que damos, permitirnos
amar a nuestros padres, fortalecer nuestros
corazones e iluminar nuestras mentes.

A mis Padres, Juan de la Cruz Vizcarra
Cervantes y Gregoria Quispe Apaza, por ser
el pilar fundamental en mi educación, por su
incondicional apoyo perfectamente
mantenido a través del tiempo y porque nos
inculcó los valores, consejos, nos brindó
motivación constante y sobre todo su amor
infinito.

A Verónica Guevara, mi linda esposa, por su
apoyo incondicional, enseñarme a luchar
frente a adversidades, por motivarme
constantemente, por darme todo su amor y
mi princesa Helen D. quien es mi mayor
inspiración, mi motor, por enseñarme el
verdadero amor y regalarme su inmensa
alegría.

Helder

A mis Padres, Juan de la Cruz Vizcarra Cervantes y Gregoria Quispe Apaza, por brindarme el camino hacia la superación, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo y porque nos inculcó los valores, consejos, constancia, perseverancia, nos brindó motivación constante y sobre todo su amor infinito.

A mis hermanas, Doris y Miriam, porque sentaron en mi las bases de responsabilidad y deseos de superación.

A Carlos Rubén, (QEPD), Por: haberme permitido conocer el verdadero amor y la amistad más sincera, mostrarme que la creatividad e inspiración es autenticidad de cada uno.

Alex Edwar

AGRADECIMIENTOS

- A nuestra Universidad Nacional del Altiplano - Puno, Facultad de Ciencias Agrarias, Escuela Profesional de Ingeniería Topográfica y Agrimensura por ser nuestra casa de estudios, donde hemos obtenido conocimientos técnicos, teóricos y habernos permitido formarnos profesionalmente en ella.

- Agradecimiento especial al Ing. Arturo Joels Ventura Mamani, quien nos motivó y nos vino apoyando a lo largo de la ejecución del presente trabajo, docentes de nuestra gloriosa escuela profesional, quienes nos transmitieron sus experiencias durante nuestra formación.

- A la unidad minera las Bambas MMG, Empresa Mota Engil-Perú, por habernos dado la oportunidad de laborar y desarrollar este proyecto de investigación.

- A nuestros familiares, amigos y personas, que fueron participes de este proceso, ya sea de manera directa o indirecta, brindándonos su apoyo moral.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN	19
ABSTRACT.....	20
I. INTRODUCCIÓN	21
1.1. HIPOTESIS DE LA INVESTIGACION	22
1.1.1 Hipótesis general	22
1.1.2 Hipótesis específica	22
1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	22
1.2.1 Objetivo general.....	22
1.2.2 Objetivos específicos	23
II. REVISIÓN DE LITERATURA.....	24
2.1. TOPOGRAFÍA	24
2.1.1 Mediciones topográficas directas e indirectos	25
2.1.1.1 Mediciones directas	25
2.1.1.2 Mediciones indirectas	26
2.1.2 Medición electrónica de distancias (EDM)	26
2.1.3 Puntos de control	28
2.1.4 El punto de control en la topografía.	28
2.1.5 Levantamiento topográfico.....	29
2.1.5.1 Levantamiento con estación total	30
2.1.6 Métodos topográficos planímetros	30
2.1.6.1 Triangulación.....	30
2.1.6.2 Poligonación	32
2.1.7 Nivelación.....	34

2.1.7.1	Nivelación trigonométrica	34
2.1.7.2	Nivelación geométrica	34
2.2	APLICACIONES TOPOGRÁFICAS DEL GPS.....	35
2.2.1	Sectores o segmentos del GPS.....	35
2.2.1.1	Sector espacial	35
2.2.1.2	Sector de usuario.....	37
2.2.1.3	Sector de control	38
2.2.2	Medida de distancias a satélites y método diferencial.....	39
2.2.2.1	Medición de pseudo - distancias.....	39
2.2.2.2	Medición de distancias con medidas de fase	40
2.2.2.3	Método diferencial.....	41
2.2.2.4	Máscara de elevación.....	42
2.2.3	Posicionamiento GPS métodos y aplicaciones.....	42
2.2.3.1	Posicionamiento absoluto	42
2.2.4	Posicionamiento diferencial.....	43
2.2.5	La señal de GPS.....	46
2.2.6	Sistemas coordenados de referencia para el GPS.....	46
2.2.6.1	El sistema coordenado de referencia para el satélite	47
2.2.6.2	El sistema coordenado geocéntrico	47
2.2.6.3	El sistema coordenado geodésico	48
2.2.6.4	Geometría de los satélites observados	49
2.3	RECEPTOR DE FORMATO INDEPENDIENTE DE INTERCAMBIO (RINEX)	49
2.4	AJUSTE CON MÍNIMOS CUADRADOS	50
2.4.1	Ecuaciones no lineales.....	51

2.4.2	Matriz de redundancia	51
2.4.3	Desviación estándar de referencia a posteriori.	52
2.4.4	El concepto de peso de una observación	53
2.4.5	Principio del método de mínimos cuadrados.....	54
2.4.6	Ajuste de las observaciones por el método correlativo	58
2.4.7	Métodos de ajuste por mínimos cuadrados.....	61
2.4.7.1	Método de la ecuación de observación.....	61
2.4.7.2	Métodos matriciales en el ajuste por mínimos cuadrados	62
2.4.7.3	Procedimiento de ajuste.....	63
2.5	COORDENADAS.....	64
2.5.1	Coordenadas geográficas	64
2.5.2	Coordenadas UTM.....	64
2.5.2.1	La proyección Mercator.....	64
2.5.2.2	Cuadrícula UTM (CUTM).....	65
2.5.2.3	Zona geográfica	66
2.5.3	Coordenadas planas o proyectadas	66
2.5.4	Coordenadas topográficas locales.....	66
2.6	GEODESIA	67
2.6.1	El geoide	68
2.6.2	Altura elipsoidal.....	68
2.6.3	El datum.....	69
2.6.4	Clasificación de puntos geodésicos	69
2.6.4.1	Punto geodésico orden “0”	69
2.6.4.2	Punto geodésico orden “A”	70
2.6.4.3	Punto geodésico orden “B”.....	70

2.6.4.4	Punto geodésico orden “C”	70
2.6.4.5	Puntos de apoyo (PFCH)	70
2.6.5	Factor de escala (K_{ESCALA}).....	72
2.7	FASES DE UN TRABAJO GNSS	73
2.7.1	Planeamiento.....	74
2.7.2	Reconocimiento	75
2.7.3	Monumentación	77
2.7.4	Trabajos en campo de establecimiento de puntos.....	81
2.8	PRESA	84
2.8.1	Movimiento de tierra	85
2.8.2	Capa superficial del suelo.....	86
2.8.2.1	Definición	86
2.8.2.2	Desbroce de la capa superficial del suelo.....	86
2.8.2.3	Eliminación de capa superficial del suelo	86
2.8.3	Material inadecuado.....	86
2.8.3.1	Definición	86
2.8.3.2	Preparación de zonas de desecho.....	87
2.8.3.3	Colocación de desechos.....	87
2.8.4	Preparación de la fundación.....	87
2.8.4.1	General.....	87
2.8.5	Fundación del terraplén	88
2.8.5.1	Fundación tipo A	88
2.8.5.2	Fundación tipo B.....	88
2.8.5.3	Fundación tipo C.....	88
2.8.5.4	Fundación tipo D	89

2.8.6	Materiales de terraplén	89
2.8.6.1	General.....	89
2.8.6.2	Zona 1B – soporte del sardinel	89
2.8.6.3	Zona 1B	90
2.8.6.4	Zona 1D	90
2.8.6.5	Zona 2A	91
2.8.6.6	Zona 2AF	91
2.8.6.7	Zona 2	91
2.8.7	Construcción de sardineles de concreto poroso.....	92
2.8.7.1	General.....	92
2.8.7.2	Especificación del concreto poroso	92
2.8.7.3	Dimensiones	92
2.8.7.4	Tolerancias de instalación.....	93
2.8.8	Construcción de terraplén.....	93
2.8.8.1	Tolerancias de construcción	93
2.8.8.2	Altura Diferencial de Zona	94
2.9	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	95
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	98
3.1.	EQUIPOS Y MATERIALES.....	98
3.1.1	Equipos	98
3.1.2	Materiales	98
3.1.3	Herramientas informáticas.....	98
3.2	DESARROLLO METODOLÓGICO	99
3.2.1	Método de la investigación.....	99
3.2.2	Población y muestra de estudio	101

3.2.2.1	Población	101
3.2.2.2	Muestra	101
3.2.3	Procedimiento de la investigación	101
3.2.3.1	Metodología para el primer objetivo	101
3.2.3.1.1	Trabajos específicos que se desarrollaron fueron.....	102
3.2.3.1.2	Nivelación de los puntos de control en la poligonal.....	115
3.2.3.1.3	Trabajos de campo - Obtención de coordenadas geodésicas (globales)	120
3.2.3.1.4	Calibración local de obra y procesamiento	123
3.2.3.1.5	Control topográfico en el proceso constructivo de la presa de relaves	131
3.2.3.1.6	Replanteo y levantamiento topográfico de puntos con GPS diferencial en tiempo real y estación total	135
3.2.3.2	Metodología para el segundo objetivo.....	137
3.2.3.3	Metodología para el tercer objetivo.....	138
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	139
4.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN Y ESTADÍSTICA.....	139
4.1.1	Hipótesis estadística.....	139
4.1.2	Análisis estadístico.	139
4.1.3	Análisis de muestras:	140
4.1.4	Variables Independientes:.....	140
4.1.5	Variables dependientes:	140
4.2	ANÁLISIS ESTADÍSTICO	140
4.2.1	Para el primer objetivo.....	140
4.2.2.1	Hipótesis	141

4.2.2.2	Normalidad	141
4.2.2.3	Igualdad de varianza: (Prueba de Levene).....	142
4.2.2.4	P-valor de la prueba T student de pruebas independientes...	143
4.2.3	Para el segundo objetivo	144
4.2.3.1	Hipótesis	145
4.2.3.2	Normalidad	145
4.2.3.3	Igualdad de varianza: (prueba de levene).	146
4.2.3.4	P-valor de la prueba T student de pruebas independientes...	147
4.2.3.5	Hipótesis	149
4.2.3.6	Normalidad	149
4.2.3.7	Igualdad de varianza: (prueba de levene).	150
4.2.3.8	P-valor de la prueba T student de pruebas independientes...	151
V.	CONCLUSIONES.....	153
VI.	RECOMENDACIONES.....	155
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	156
	ANEXOS	158

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1: Tipos de triangulación.....	32
Figura 2: Segmento espacial GPS.	36
Figura 3: Usuarios del sistema GPS.	37
Figura 4: Segmento de Control.....	38
Figura 5: Media de distancias a partir de Fases.....	40
Figura 6: Método Diferencial.	41
Figura 7: Mascara de Elevación	42
Figura 8: Línea Base.....	43
Figura 9: Formato de denominación de los ficheros RINEX.....	50
Figura 10: Diagrama de factor escala.	72
Figura 11: Identificación del punto geodésico.	79
Figura 12: Monumentacion del puntos de control.	102
Figura 13: Parámetros de configuración de la estación total.....	103
Figura 14: Lectura de ángulos con Estación Total Trimble S6.....	104
Figura 15: Lectura de ángulo en el punto TSDH2	104
Figura 16: Lectura de ángulo en el punto PS21	105
Figura 17: Lectura de ángulo en el punto PS20	105
Figura 18: Lectura de ángulo en el punto PS28A.....	106
Figura 19: Lectura de ángulo en el punto RP1D	106
Figura 20: Ingeniero Topógrafo realizando la nivelación diferencial	116
Figura 21: Método empleado (Nivelación Diferencial)	116
Figura 22: Configuración inicial de la colectora Topcon FC-500.....	121
Figura 23: Receptor Geodésico Topcon Modelo GR-5.....	122

Figura 24: Realizando la configuración inicial del proyecto en el programa Trimble Bussines Center.....	125
Figura 25: Importando Coordenadas Globales.....	126
Figura 26: Ingresando coordenadas locales del PS20 para tomar como origen de la proyección.....	126
Figura 27: Importando las coordenadas locales.....	127
Figura 28: Se muestra el desfase que existe entre puntos de coordenadas globales y locales, previo a la calibración de obra.....	127
Figura 29: Realizando la calibración de obra en la etapa final.....	128
Figura 30: Ing. Topógrafo realizando el replanteo y levantamiento topográfico del material 1B.....	133
Figura 31: Trabajos de colocación de concreto poroso con pavimentadora (POWER CURBER).....	134
Figura 32: Sección de terraplén Etapa 3.....	134
Figura 33: Ingeniero Topógrafo realizando el replanteo de puntos entre el límite de material 2A y 1B.....	135
Figura 34: Diagrama donde se aprecia la diferencia de los residuos.....	144
Figura 35: Diagrama donde se aprecia la ventaja de los equipos respecto al tiempo..	148
Figura 36: Diagrama donde se aprecia la diferencia de equipos respecto al costo.	151

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Precisión de planimetría estática rápido	44
Tabla 2: Número mínimo de estaciones de control de la red geodésica	71
Tabla 3: Separación de las estaciones (km)	71
Tabla 4: Especificación de gradación del relleno de roca de la zona 1B	89
Tabla 5: Tolerancias de construcción.....	94
Tabla 6: Límites verticales diferenciales.....	95
Tabla 7: Coordenadas locales.....	103
Tabla 8: Cambios desde la última iteración (metros).....	109
Tabla 9: Cambios desde la última iteración (metros).....	110
Tabla 10. Número de estaciones ingresadas (metros) = 2.....	110
Tabla 11. Número de observaciones de ángulo (DMS) = 5.....	110
Tabla 12. Número de observaciones de distancia (metros) = 5	111
Tabla 13: Resumen estadístico del ajuste.....	111
Tabla 14: Cambios de coordenadas de las provisionales ingresadas (Metros)	112
Tabla 15: Coordenadas ajustadas (metros)	112
Tabla 16: Observaciones de ángulo ajustadas (DMS)	112
Tabla 17: Observaciones de distancia ajustadas (metros).....	113
Tabla 18: Confianza relativa de rumbo está en segundos	113
Tabla 19: Cierres de poligonal de observaciones no ajustadas	114
Tabla 20: Coordenada de estación desviaciones estándar (metros).....	114
Tabla 21: Coordenada de estación error elipses (metros)	115
Tabla 22: Relativa error elipses (metros).....	115
Tabla 23: Cálculo de desniveles procesados en gabinete.....	117

Tabla 24:	Número de estaciones ingresadas (metros) = 1.....	118
Tabla 25:	Número de nivel diferencial de observaciones (metros) = 5	118
Tabla 26:	Número de observaciones redundantes = 1	119
Tabla 27:	Información de estación ajustada.....	119
Tabla 28:	Elevaciones ajustadas y propagación de error (metros).....	119
Tabla 29:	Nivel diferencial de observaciones ajustadas (metros).....	120
Tabla 30:	Resultado de cota nivelada ajustada	120
Tabla 31:	Receptores geodesicos GNNS	121
Tabla 32:	Fechas y duración de las observaciones satelitales en RTK.....	122
Tabla 33:	Coordenadas geodésicas (globales)	123
Tabla 34:	Coordenadas locales y coordenadas globales	123
Tabla 35:	Parámetros de calibración horizontal.....	129
Tabla 36:	Parámetros de calibración vertical.....	129
Tabla 37:	Diferencias residuales entre GPS y coordenadas conocidas.....	129
Tabla 38:	Señal de residuales: control por calculo.....	130
Tabla 39:	Resumen de coordenadas obtenidas con GPS diferencial y estación total	136
Tabla 40:	Replanteo de puntos por sectores empleando estación total y GPS diferencial (RTK).....	137
Tabla 41:	Promedio de puntos replanteados respecto al tiempo	137
Tabla 42:	Costo de replanteo con estación total y GPS diferencial	138
Tabla 43:	Pruebas de normalidad	141
Tabla 44:	Normalidad de calificación	141
Tabla 45:	Estadísticas de grupo.....	142
Tabla 46:	Prueba de Levene de igualdad de varianzas	142
Tabla 47:	Prueba t para la igualdad de medias.....	143

Tabla 48: Pruebas de normalidad	145
Tabla 49: Normalidad de calificación	145
Tabla 50: Estadísticas de grupo.....	146
Tabla 51: Prueba de Levene de igualdad de varianzas	146
Tabla 52: Prueba t para la igualdad de medias.....	147
Tabla 53: Pruebas de normalidad	149
Tabla 54: Normalidad de la calificación	149
Tabla 55: Estadísticas de grupo.....	150
Tabla 56: Prueba de Levene de igualdad de varianzas	150
Tabla 57: Prueba t para la igualdad de medias.....	151

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

- C/A** : Coarse/Acquisition (o Clear/Acquisition),
- GNSS** : Global Navigation Satellite System (Sistema Global de Navegación por Satélite)
- GPS** : Global Positioning System (Sistema de Posicionamiento Global)
- L1** : Portadora de frecuencia a 1575,42Mhz está modulada con los códigos C/A y
- L2** : Portadora de frecuencia a 1227,60MHz, sólo porta el código P y el mensaje de navegación.
- MMG** : Minerals and Metals Group.
- P** : Código preciso o protegido de la señal GPS.
- RTK** : Real Time Kinematic (Navegación Cinética Satelital en Tiempo Real).
- UTM** : Universal Transverse Mercator (sistema de coordenadas universal transversal de Mercator).
- WGS84** : World Geodetic System (Sistema Geodésico Mundial) 1984.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se desarrolló en la unidad minera las Bambas, ubicado en el Distrito de Challhuahuacho, Provincia Cotabambas, Departamento Apurímac, en el año 2017. Teniendo como objetivo general comparar el control topográfico aplicado en la construcción presa de relaves, utilizando estación total y GPS diferencial en modo RTK (cinemático en tiempo real). La empresa (MMG-las Bambas) estableció 2 puntos de control geodésico de orden B (APU06015, APU06016), con los cuales la empresa T&S Servicios de Ingeniería S.A.C estableció otros 2 puntos de control (RP1D, TSDH2) en el área de trabajo, a partir de ellos se estableció una poligonal cerrada con 5 puntos de control auxiliar, los mismos que fueron medidos y ajustados con el software MicroSurvey STAR*NET para la obtención de coordenadas locales, luego se ha estacionado sobre los mismos puntos de control el receptor geodésico Topcon modelo GR-5 en modo RTK para obtener las coordenadas UTM. La metodología empleada para poder contrastar la estación total con GPS diferencial fue la calibración local utilizando el software Trimble Business Center (TBC). Se utilizó la prueba estadística de T Student para el procesamiento estadístico, asimismo se concluye que no hay diferencias significativas en el replanteo entre la estación total y GPS diferencial, ya que se encuentran en un rango de 1 a 12 mm. en norte, de 1 a 14 mm. en este y de 0 a 13 mm. en elevación. Del mismo modo se ha observado que existe una diferencia significativa al comparar el tiempo, en el control topográfico y durante el replanteo entre ambos equipos, por lo tanto, el análisis nos demuestra que con el equipo GPS diferencial en modo RTK se replantea mayor número de puntos, debido a las características propias de la ubicación del proyecto.

Palabras clave: Control Topográfico, Estación Total, GPS Diferencial, Presa, Relaves.

ABSTRACT

The present research work was developed in the las Bambas mining unit, located in the Challhuahuacho District, Cotabambas Province, Apurímac Department, in the year of 2017. With general objective to compare the topographic control applied in the tailings dam construction, using total station and differential GPS in RTK mode (real-time cinematic). The company (MMG - las Bambas) established 2 geodesic control points of order B (APU06015, APU06016), with which the company T&S services of engineering S.A.C established another 2 control points (RP1D, TSDH2) in the work area, from them was established a closed polygonal with 5 auxiliary control points, which were measured and adjusted with the software MicroSurvey STAR*NET to obtain local coordinates, then has parked on the same control points the geodetic receiver Topcon model GR-5 in RTK mode to obtain UTM coordinates. The methodology used to contrast the total station with differential GPS was local calibration using Trimble Business Center (TBC) software. The statistical test of T student was used for statistical processing, it is also concluded that there are not significant differences in the stakeout between the total station and differential GPS, since they are in a range of 1 to 12 mm. in the north, from 1 to 14 mm in the east. And from 0 to 13 mm in the elevation. Similarly, it has been observed that there is a significant difference when comparing time, in topographic control and during the redefinition between both equipment, therefore, the analysis shows us that with the differential GPS equipment in RTK mode, we redefine a greater number of points, because of the characteristics of the project location.

Keywords: Topographic Control, Total Station, Differential GPS, Dam, Tailings.

I. INTRODUCCIÓN

En la actualidad nos encontramos en el mundo de avances tecnológicos agigantados, por lo tanto, surge la necesidad y exigencia de realizar trabajos de ingeniería con niveles altos de precisión en ejecución de los proyectos de topografía con estación total y GPS diferencial en tiempo real a fin de cumplir con las tolerancias de construcción que solicita la unidad minera las Bambas. En nuestro país la mayoría de las instituciones públicas y privadas utilizan la estación total, para el control de obras civiles de gran envergadura, sin embargo, pocas de ellas aplican el GPS diferencial en modo RTK, por lo tanto, al aplicar estas tecnologías omitimos verificar las diferencias de precisión en campo, para determinar qué equipo se ajusta mejor y presenta mayores ventajas en el proceso constructivo.

El presente trabajo de investigación se refiere a la comparación de control topográfico, replanteo en la construcción, presa relaves con estación total y GPS diferencial en tiempo real (RTK), minera las Bambas – Apurímac, para ello se ha trabajado en el sistema de coordenadas locales.

Para el presente trabajo, se ha establecido una poligonal cerrada de apoyo con 5 vértices, ubicados en zonas estratégicas y monumentadas de concreto, posteriormente se realizó la calibración local de obra con la finalidad de comparar el receptor geodésico y estación total, a fin de realizar el control y replanteo en el proceso constructivo de la presa de relaves, para ello se empleó el software TBC (trimble bussines center), de tal manera el GPS diferencial GR5 se adapte al sistema de coordenadas locales del proyecto.

Las precisiones obtenidas en el control, replanteo y levantamiento topográfico dependen de varios factores, tales como condiciones climáticas, geometría de satélites, precisión de los equipos y otros errores.

1.1. HIPOTESIS DE LA INVESTIGACION

1.1.1 Hipótesis general

Existe diferencias en el control topográfico aplicado en la construcción presa de relaves, utilizando el método convencional estación total y la tecnología GPS diferencial en tiempo real (RTK) en minera las Bambas en la Región Apurímac.

1.1.2 Hipótesis específica

- Existe diferencias al comparar la información obtenida por los métodos convencional estación total y la tecnología GPS diferencial en tiempo real (RTK) para cuantificar las precisiones y rendimientos.
- Existe diferencias al comparar el tiempo en el control topográfico con GPS diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción de presas de relaves – las Bambas.
- Existe diferencias respecto a costo y tiempo en el control topográfico con GPS Diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción en la presa de relaves – las Bambas.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 Objetivo general

Comparar el control topográfico aplicado en la construcción presa de relaves, utilizando el método convencional estación total y la tecnología GPS diferencial en tiempo real (RTK) en minera las Bambas en la Región Apurímac.

1.2.2 Objetivos específicos

- Comparar la información obtenida por los métodos convencional estación total y la tecnología GPS Diferencial en tiempo real (RTK) para cuantificar las precisiones y rendimientos.
- Comparar el tiempo en el control topográfico con GPS diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción de presas de relaves – las Bambas.
- Optimizar costos y tiempo en el control topográfico con GPS Diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción en la presa de relaves – las Bambas.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. TOPOGRAFÍA

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. (Alcántara , 1999)

La topografía, que recientemente se ha denominado también geomática de manera alternativa, se ha definido tradicionalmente como la ciencia, el arte y la tecnología para encontrar o determinar las posiciones relativas de puntos situados por encima de la superficie de la tierra, sobre dicha superficie y debajo de ella. sin embargo, en sentido más general, la topografía (geomática) se puede considerar como la disciplina que comprende todo el método para medir y recopilar información física acerca de la tierra y nuestro medio ambiente, procesar esa información y difundir los diferentes productos resultantes a una amplia variedad de clientes. La topografía ha tenido gran importancia desde el principio de la civilización. Sus primeras aplicaciones fueron las de medir y marcar los límites de derechos de propiedad. A través de los años su importancia ha ido en aumento al hacer una mayor demanda de diversos mapas y otros tipos de información relacionados espacialmente, y en la reciente necesidad de establecer líneas y niveles más precisos como una guía para las operaciones de construcción.

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)

2.1.1 Mediciones topográficas directas e indirectos

2.1.1.1 Mediciones directas

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. (García, 2003)

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. (Jimenez, 2007)

Tenemos la aplicación de una cinta a una línea, medir un ángulo con transportador y determinar un ángulo con un instrumento de estación total. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.1.1.2 Mediciones indirectas

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

Cuando el instrumento de medida no es posible de aplicarlo directamente, por lo tanto, se determina la distancia mediante una relación con un patrón, para esto se emplea los conocimientos de geometría y trigonometría. Tales como, telemetro, taquimetría, mira invar y medición electrónica de distancia (EDM). (Jimenez, 2007)

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 inevitables 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. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.1.2 Medición electrónica de distancias (EDM)

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

un receptor ubicado en otra posición. El principio inicial se basa en la ley correspondiente al movimiento rectilíneo uniforme.

$$2d = v * t$$

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.

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.

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. (Mendoza, 2017)

2.1.3 Puntos de control

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 G.P.S, 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. (Valencia , 2008)

2.1.4 El punto de control en la topografía.

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. (Mendoza, 2017)

2.1.5 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.

En si el levantamiento topográfico consiste en una serie de operaciones que tienen por objeto la obtención del plano topográfico integral. El objeto es la reproducción de la morfología del terreno lo más fiel posible, en concordancia de la ley de semejanza que debe cumplirse en estos casos.

El levantamiento topográfico de cualquier lugar destinado a determinado proyecto empieza por trazar un plano preliminar que ayude a organizar el trabajo a fin de colocar sobre el terreno marcas que guíen su ejecución, un levantamiento topográfico permite trazar planos de un área, en los cuales aparecen las principales características físicas del terreno, tales como ríos, lagos, reservorios, caminos, bosques o formaciones rocosas; o también los diferentes elementos a que componen la granja, estanques, represas, diques, fosas de drenaje o canales de alimentación de agua. Los planos a determinarse constituyen vista en planta del terreno.

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. (Zuñiga, 2010)

2.1.5.1 Levantamiento con estación total

Una estación total es, en conjunto, un instrumento electrónico integrado por un teodolito y un distancio metro electrónico. Está compuesta de un ordenador interno que procesa, compensa y registra las lecturas obtenidas con codificadores que miden los ángulos horizontales y verticales. En si la estación total es un instrumento de última generación, que integra en un solo equipo medición electrónica de distancias y ángulos, comunicaciones internas que permiten la transferencia de datos a un procesador interno o externo y que desarrolla múltiples tareas de medición, almacenando los datos y cálculos en tiempo real. La estructura básica de la Estación Total comprende elementos mecánicos y ópticos imprescindibles en todos los taquímetros. (Zuñiga, 2010)

2.1.6 Métodos topográficos planímetros

2.1.6.1 Triangulación

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. (Bnnister, Raymond, & Baker, 2016)

Hasta la introducción de los distanciómetros electrónicos, con lo que se hizo posible la medición de distancias en forma rápida y precisa, la triangulación constituía

uno de los métodos más importantes para el control de levantamientos de grandes áreas con vegetación abundante o de topografía muy accidentada; en el apoyo terrestre para levantamientos fotogramétricos; y en el control para el replanteo de obras tales como puentes, túneles, etc.

Por ser la triangulación un procedimiento útil en el control de replanteo de obras, ya que proporciona métodos efectivos en el control de la precisión obtenida en los levantamientos topográficos, en el presente capítulo nos dedicaremos a estudiar los métodos de triangulación más empleados en la ingeniería civil.

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. (Casanova, 2002)

Una red de triangulación está formada por una serie de triángulos consecutivos unidos entre sí por un lado común, como se muestra en la figura 1.

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)

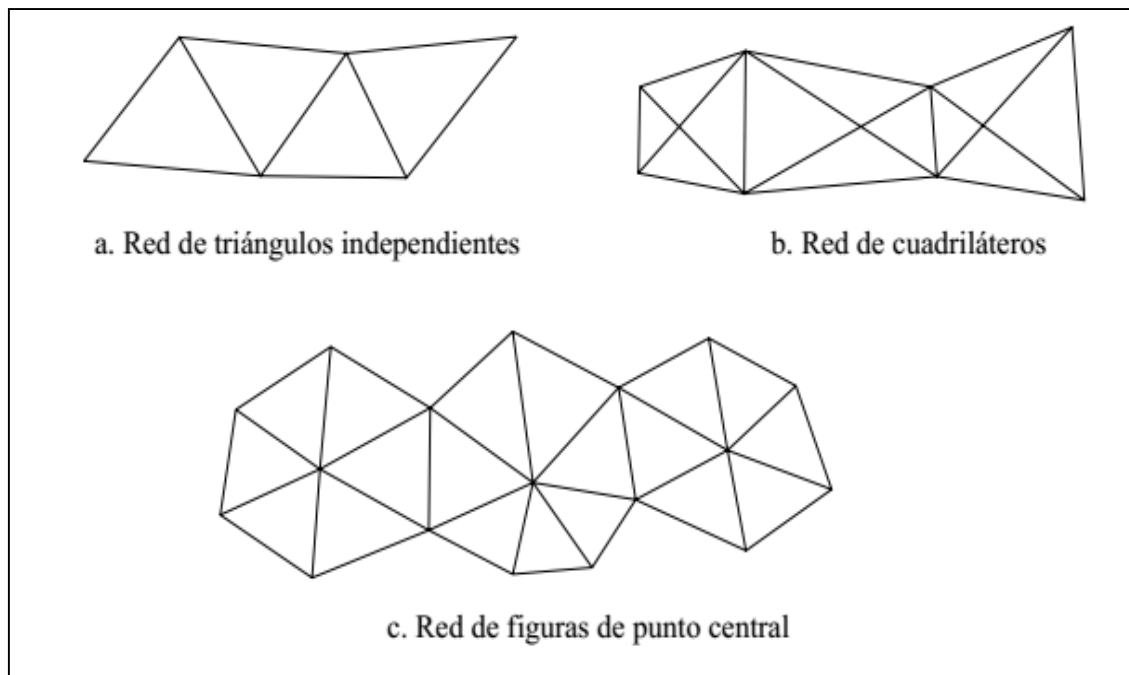


Figura 1: Tipos de triangulación

FUENTE: Casanova, (2002).

2.1.6.2 Poligonación

La poligonación es un método de levantamiento de control. Una serie de puntos de control (estaciones), intervisibles con respecto sus estaciones adyacentes se escogen para cumplir las demandas del levantamiento. Las líneas que unen esas estaciones son los lados de la poligonación el levantamiento consiste entonces es la medición de ángulos entre líneas sucesivas de cada línea, y la longitud de cada línea.

Zuñiga (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.

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. (Bnnister, Raymond, & Baker, 2016)

- **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)

2.1.7 Nivelación

La nivelación es el proceso a través de métodos u operaciones de medición de elevaciones o altitudes 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, y la determinación y localización de cada una de las elevaciones están a cargo del Instituto Geográfico Nacional (IGN). (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.1.7.1 Nivelación trigonométrica

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. (Ticona, 2012)

2.1.7.2 Nivelación geométrica

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). (Ticona, 2012)

2.2 APLICACIONES TOPOGRÁFICAS DEL GPS

2.2.1 Sectores o segmentos del GPS

2.2.1.1 Sector espacial

El segmento espacial lo conforma una red de 24 satélites en órbita sobre el globo, a una altura de 20,200 km, con trayectorias sincronizadas para cubrir toda la superficie de la Tierra. Más concretamente, repartidos en 6 planos orbitales de 4 satélites cada uno. Las órbitas están orientadas de forma que hay una a nivel del Ecuador, dos órbitas formando 55° con el Ecuador y los 3 restantes son polares y equidistantes entre sí. Gracias a esta distribución, se pueden recibir señales de varios satélites desde cualquier punto de la superficie terrestre. El ciclo orbital es de medio día exacto (a nivel astronómico) que son 12 horas sidéreas, equivalentes a 11 horas y 56 minutos en nuestra percepción temporal. La energía eléctrica que requieren para su funcionamiento la adquieren a partir de dos paneles compuestos de celdas solares adosadas a sus costados, con una superficie de $7.25m^2$. Cuando se desea determinar la posición, el receptor que se utiliza para ello localiza automáticamente como mínimo tres satélites de la red, de los que recibe unas señales indicando la identificación y la hora del reloj de cada uno de ellos. (Ayala & Hasbun, 2012)



Figura 2: Segmento espacial GPS

FUENTE: <http://www.gps.gov/gps.jpg>. (2009).

Cada uno de los satélites en órbita emite una señal de referencia que, dependiendo del propósito, empleará una frecuencia portadora específica, emitiendo secuencia de código de ruido pseudo-aleatorio, sobre cada una de las frecuencias emitidas (Banda L1: 1575,42 MHz Banda L2: 1227,60 MHz)

Las siguientes son algunas de las funciones que cada satélite realiza:

- Recibir y recopilar información enviada por el segmento de control
- Realizar cálculos restringidos en los satélites,
- Retransmitir información a la Tierra
- Conservar una escala de tiempo muy precisa gracias a poseer relojes atómicos.

2.2.1.2 Sector de usuario

Este segmento, está conformado por todos los usuarios alrededor del mundo, civiles o militares, Por medio de receptores GPS los usuarios podemos recibir señales e información de los satélites y con una computadora determinar las pseudo-distancias o sea la distancia a los satélites. El uso civil de la información que se obtiene de los satélites puede tener una variedad de aplicaciones como pueden ser: la construcción de infraestructura, navegación en general (terrestre, aérea y marina), levantamientos geodésicos (topográficos y cartográficos), geodinámica y geofísica, etc. Un receptor GPS se compone de una antena con un calculador, un reloj de precisión y un decodificador de mensajes. En el caso de un GPS diferencial (DGPS), este se constituye de un receptor GPS, Un microprocesador para calcular los errores del sistema GPS y para generar la estructura del mensaje que se envía a los receptores, posee un canal de datos unidireccionales hacia los receptores, por lo cual necesita un transmisor (estación monitora) y por supuesto, el receptor que el usuario posee para recibir los datos. (Ayala & Hasbun, 2012)



Figura 3: Usuarios del sistema GPS

FUENTE: <http://www.gps.gov/gps.jpg>. (2009).

2.2.1.3 Sector de control

El sistema de control terrestre, es llamado también Sistema de Control de Operaciones. En Tierra existen cinco estaciones de seguimiento y control las cuales están ubicadas en: Colorado Springs (estación de control principal), Hawaii, Ascención, Diego García y Kwajalein. Las orbitas de los satélites no son orbitas fijas pues estas varían debido a factores como el campo de gravitacional del sol y de la luna, por la presión de la radiación solar sobre los satélites y la atmosfera misma. La estación de control maestra calcula, con los datos de las estaciones de seguimiento y control, la posición real de cada satélite en el espacio, así como también la condición de deterioro que puedan presentar. Los errores que las estaciones de control corrigen son los llamados errores de efemérides, o sea evolución orbital de los satélites. Diariamente se envía información actualizada a cada satélite desde la estación maestra. (Ayala & Hasbun, 2012)

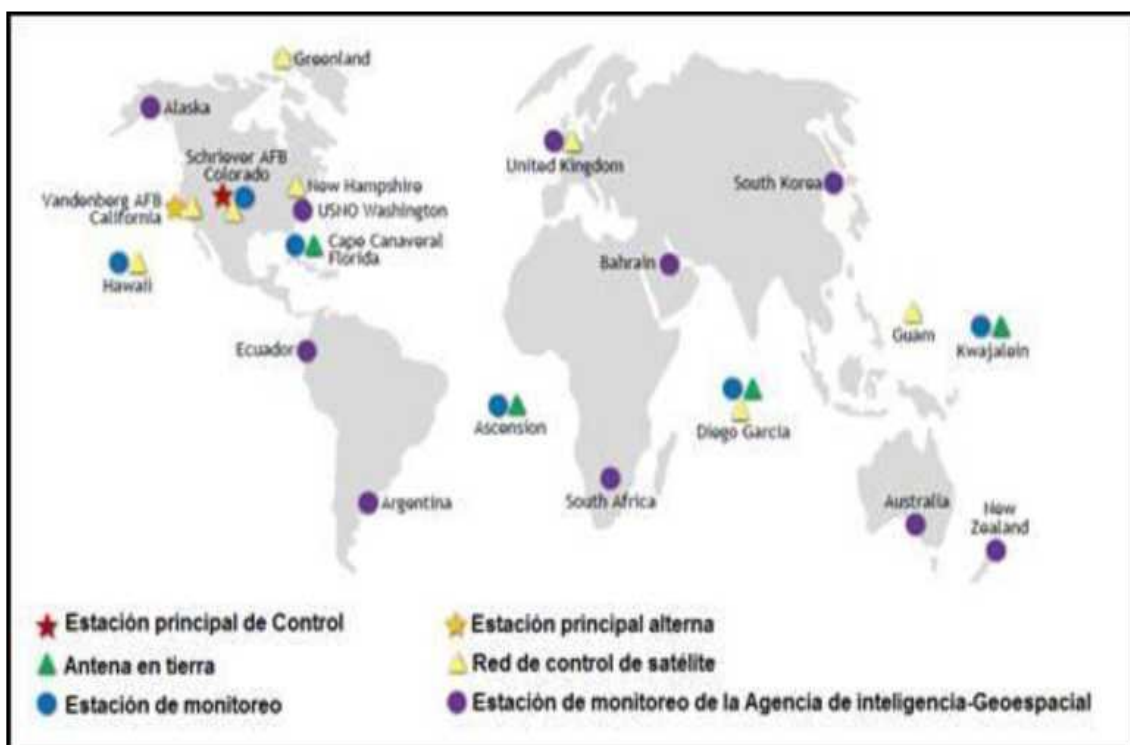


Figura 4: Segmento de Control

FUENTE: (Santos del Riego & Alvares Penin, 2002).

2.2.2 Medida de distancias a satélites y método diferencial

2.2.2.1 Medición de pseudo - distancias

La distancia entre cada uno de los satélites y el punto se determina multiplicando la velocidad de la señal de radio transmitida por el satélite al receptor, la cual es igual a la velocidad de la luz, por el tiempo en que tarda en llegar al receptor. Este tiempo se calcula por medio de códigos que generan al mismo tiempo el satélite y el receptor, los cuales deben estar sincronizados, de esta forma se puede determinar el tiempo transcurrido (Peñañiel & Zayas, 2001). La distancia entre el receptor y el satélite.

La distancia a cada satélite es determinada haciendo uso de la siguiente forma:

$$PR = C * At$$

Dónde:

PR = Distancia mediada

C = Velocidad de la luz

At = Tiempo de recorrido de la señal desde el satélite al receptor Siendo el diferencial de tiempo la variable que se exige mayor precisión.

Para determinar la distancia real de cada satélite se debe corregir la distancia de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$R = PR - c * (At_a + At_u - At_s)$$

R = Distancia real.

PR = Distancia mediada. c = Velocidad de la Luz. (299'792,458 m/s)

At_a = Retraso en la propagación y otros errores.

A_{t_r} = Corrección de reloj del receptor a partir de tiempo de sistema GPS.

A_{t_s} = Corrección de reloj de satélite a partir de tiempo de sistema GPS.

2.2.2.2 Medición de distancias con medidas de fase

Contrariamente a la pseudodistancia, en la que se mide el tiempo de propagación con ayuda de los códigos modulados C/A o P, aquí se mide el desfase de la onda portadora. La fase de la señal llegada del satélite es comparada con la fase de una señal de referencia generada en el receptor.

Del desfase se obtiene una parte de la distancia como parte de la longitud de onda; esto significa en la medición hecha en la frecuencia L1, una parte de la distancia comprendida en 19 cm; en la frecuencia L2, en 24 cm, y esto con resolución en el ámbito submilimétrico.

En principio, el número de longitudes de ondas completas en la distancia satélite-Receptor, permanece desconocido. Por ello, el programa de cálculo tiene que estar en condiciones de determinar el número de longitudes de onda desconocidas, para poder calcular las coordenadas de la estación. (Peñañiel & Zayas, 2001)

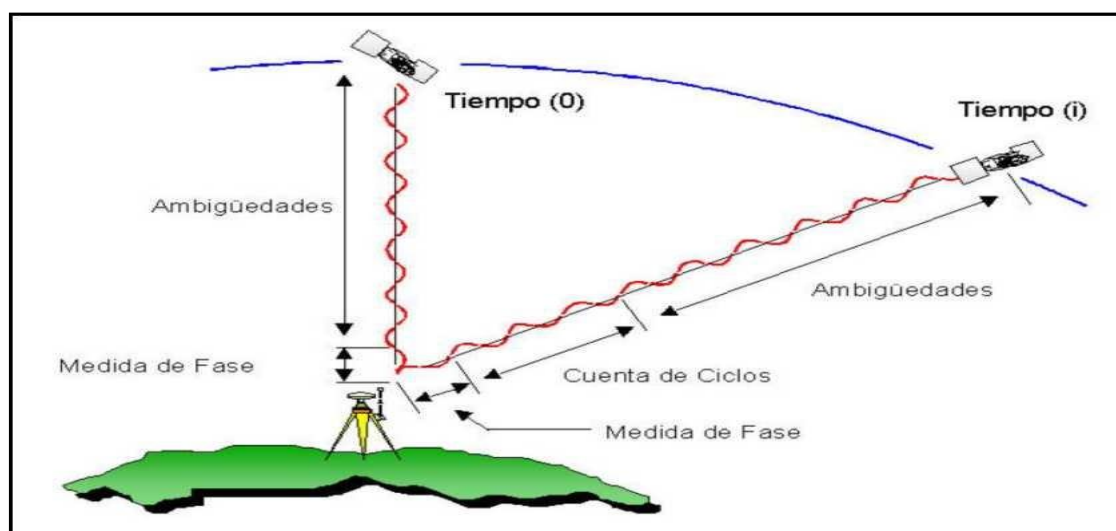


Figura 5: Medida de distancias a partir de Fases
FUENTE: (Peñañiel & Zayas, 2001).

2.2.2.3 Método diferencial

Las señales de los satélites son recibidas simultáneamente por dos receptores. Con este método se anulan hasta un cierto grado errores inevitables como la imprecisión de la órbita del satélite y se obtiene con ello una mayor precisión que con la determinación de un punto aislado. Se utiliza aquí el método de medición de fase que da una mayor precisión que el de la medida de la pseudodistancia. Evidentemente es necesario restituir en un ordenador los puntos medidos en distintas estaciones. (Peñañiel & Zayas, 2001) (Ayala & Hasbun, 2012)

Los errores que se eliminan utilizando el método diferencial son los siguientes:

- Disponibilidad selectiva (SA) Retardo ionosférico.
- Retardo troposférico.
- Error en las efemérides.
- Error reloj satélite.

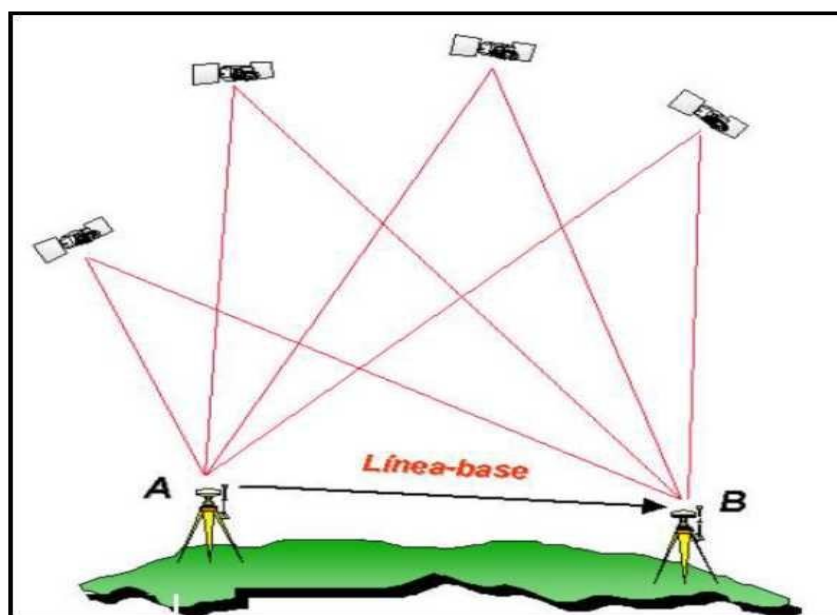


Figura 6: Método Diferencial

FUENTE: Peñañiel Javier & Zayas Jorge, (2001).

2.2.2.4 Máscara de elevación

Es el ángulo de elevación mínimo que tendrán los satélites para que recibamos señal de estos. Este ángulo es configurable y se considera como el mínimo ideal de 15° de elevación, ya que, por debajo de este ángulo, la señal recibida de los satélites, está muy influenciada por la refracción atmosférica. (Ayala & Hasbun, 2012)

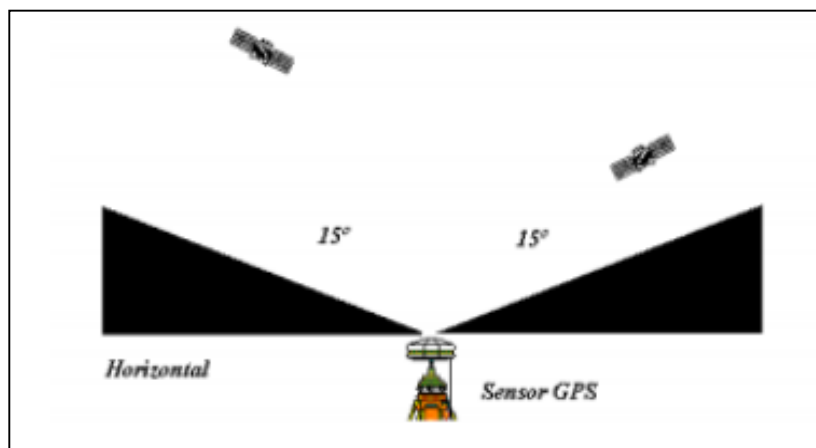


Figura 7: Mascara de Elevación

FUENTE: Peñafiel & Zayas, (2001).

2.2.3 Posicionamiento GPS métodos y aplicaciones

2.2.3.1 Posicionamiento absoluto

Decimos que un posicionamiento es absoluto, cuando se calcula la posición del punto utilizando las medidas de pseudodistancia ya sea procedentes del código C/A, o código P. Dependiendo del código que utilicemos y de la disponibilidad selectiva obtendremos una precisión que variará de 3 a 5 m. en tiempo real. Este tipo de posicionamiento es utilizado por los equipos llamados navegadores. (Peñafiel & Zayas, 2001)

2.2.4 Posicionamiento diferencial

a) Método estático

Llamamos posicionamiento diferencial cuando están involucrados dos o más instrumentos GPS, con el fin de eliminar los errores propios del sistema GPS, calculando los incrementos de coordenadas desde el equipo de referencia al móvil.

Estático: Este método se utiliza para distancias largas (por lo general mayores de 20 Km.) y la más alta precisión. Es la medición clásica de líneas bases.

Consiste en estacionar dos receptores o más receptores en los puntos los cuales queremos conocer sus coordenadas, almacenar datos y calcular las coordenadas en tiempo diferido. En este tipo de posicionamiento se obtienen soluciones tan redundantes como deseemos, tan solo deberemos prolongar la observación.

Estático Rápido: Las distancias máximas que pueden existir entre la referencia y el móvil es de 20 Km. Los tiempos breves de observación posibilitan una precisión de 5 a 10 mm. ± 1 ppm, los tiempos de observación son de 5 a 10 minutos para distancias inferiores a 5 Km. (Peñañiel & Zayas, 2001)

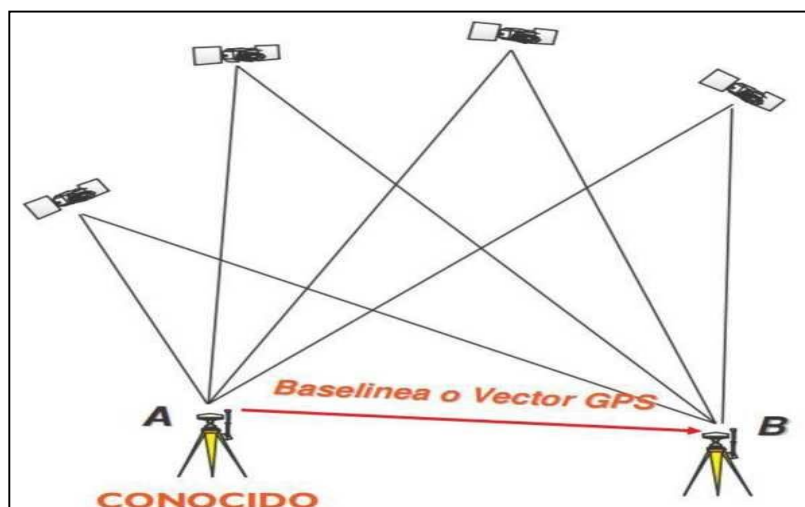


Figura 8: Línea Base

FUENTE: Ayala Ramírez & Hasbun Bardales, (2012).

Se espera alcanzar precisiones del orden del centímetro, según la longitud de la línea base. Por seguridad, se aceptarán solamente resultados obtenidos con uno de los tres métodos precedentes, según los parámetros siguientes:

Tabla 1: Precisión de planimetría estática rápido

Método	Línea base (km)	Numero de Satélites	GDOP	Tiempo de Observación	Intervalo (Seg)	Precisión Teórico
Estático	De 5 a 15	4-5	< 6	De 30 a 45 min	15	
	De 15 a 50	4-5	< 6	De 60 a 90 min		
	De 50 a 100	4-5	< 6	De 1.5 a 2.5 h		
Estático	Superior a 100	4-5	< 6	Hasta 4 horas	5	±1cm/5 km.
	De 0 a 5	5	< 6	De 5 a 10 min		
Rápido	De 5 a 10	5	< 6	De 10 a 15 min	5	
	De 10 a 15	5	< 6	De 15 a 20 min		
	De 0 a 5	4	< 8	De 5 a 10 min		
Reocupación	De 5 a 10	4	< 8	De 10 a 15 min	Variable	
	De 10 a 15	4	< 8	De 15 a 20 min		

FUENTE: (Manual de utilización de GPS, Benoit FROMENT, 2015).

b) Método Cinemático

Cinemático Post Procesado (PPK)

El método cinemático mide la posición relativa de dos puntos levantados en un intervalo de tiempo pre-definido por el usuario, para un posterior procesamiento. (Ayala & Hasbun, 2012)

Cinemático en Tiempo Real (RTK)

Esta es la última innovación en las técnicas de medida GPS. Consiste en obtener coordenadas en tiempo real en el sistema de referencia adoptado previamente.

En la actualidad, la topografía con métodos de medición GPS está cada vez más arraigada y comienza a sustituir a los métodos clásicos de medición, como por ejemplo redes locales, triangulaciones apoyos fotogramétricos, bases de replanteo, etc. Todo esto ha sido gracias al desarrollo de técnicas introducidas en los últimos cinco años y

explicadas anteriormente, Estático Rápido, Stop & Go, PPK, etc. Debido a que la constelación se ha completado con 24 satélites es posible llevar a cabo posicionamientos en los que las condiciones de cobertura son más estrictas, de esta manera tenemos una cobertura de 24 horas al día en cualquier parte del mundo.

Todos los avances tecnológicos efectuados en las técnicas de medición GPS se dirigen hacia estar el menor tiempo posible en la toma del punto y tener el resultado en el propio campo. Hasta ahora este tipo de trabajo quedaba reservado a los métodos clásicos (Estaciones Totales). Sin embargo, mediante el Tiempo Real en el GPS, podremos utilizar éste de manera similar a una Estación Total, obtención de coordenadas al instante. Esto quiere decir que podremos utilizar nuestro equipo GPS para métodos de levantamiento y replanteo. (Ayala & Hasbun, 2012)

También pueden emplearse métodos similares al DGPS con las mediciones de la desviación de fase portadora para eliminar errores. El procedimiento, llamado levantamientos GPS cinemáticos en tiempo real (RTK: Real – Time Kinematics), nuevamente requiere el uso simultáneo de dos o más receptores de cuando menos cuatro de los mismos satélites a través del proceso de medición completo. Aunque puede usarse receptores de una sola frecuencia, el levantamiento cinemático funciona mejor con los receptores de frecuencia dual. El método entrega posiciones con una exactitud de unos cuantos centímetros, lo que lo hace adecuado para la mayoría de los propósitos de topografía, cartografía y estancamiento.

Al igual con el DGPS el hecho de que se conozcan las coordenadas de la estación base, es explotado en los levantamientos cinemáticos. La mayoría de los fabricantes transmiten las observaciones de la estación base al vagabundo. El receptor del vagabundo

usa las teclas de posicionamiento relativo. Sin embargo, es posible calcular y transmitir las correcciones de las pseudodistancia (PRC). (Wolf & Ghilani, 2016)

2.2.5 La señal de GPS

Cuando los satélites GPS están orbitando, cada uno transmite continuamente una señal única en dos frecuencias portadoras. Los portadores, que se transmiten en la banda L de las frecuencias de radio de microondas, se identifican como la señal L1 con una frecuencia de 1575.42 MHz. Estas frecuencias se derivan de una frecuencia fundamental, f_0 , los relojes atómicos de 10.23MHz. la banda L1 tiene frecuencias de $154 f_0$, y la banda L2 tiene una frecuencia de $120 f_0$.

De una manera muy parecida a como transmite una estación de radio, varios tipos diferentes de información (mensajes) se modulan en estas ondas portadoras que usan una técnica de modulación de fase. Alguna de la información que se incluye en el mensaje transmitido es el almanaque, las efemérides radiadas, los coeficientes de corrección del reloj del satélite, los coeficientes de corrección ionosférica y la condición del satélite (también llamada la salud del satélite). (Wolf & Ghilani, 2016)

2.2.6 Sistemas coordenados de referencia para el GPS

En la determinación de posiciones de puntos sobre la tierra, a partir de observaciones de satélite, por lo menos hay tres diferentes sistemas coordenados por considerar. Primero, las posiciones de un satélite en el momento en el que se observan, se especifican en sistemas de coordenadas de referencia del satélite “relacionadas con el espacio”. Estos son sistemas rectangulares tridimensionales definidos por las orbitas de los satélites. Entonces la posición de los satélites se transforma a un sistema coordenado geocéntrico rectangular tridimensional que físicamente está relacionado con la tierra. Como resultado de las observaciones con GPS, se determinan las posiciones de los

nuevos puntos en la tierra en este sistema coordenado. Finalmente, las coordenadas geocéntricas se transforman al sistema coordenado geodésico que se usa en forma más común y que está orientado localmente. Las siguientes subsecciones describen estos sistemas de tres coordenadas. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.2.6.1 El sistema coordenado de referencia para el satélite

Una vez que un satélite se lanza a su órbita, su movimiento a partir de ese momento dentro de esa órbita está gobernado principalmente por la fuerza gravitacional de la tierra. Sin embargo, existen otros factores de menor importancia, incluyendo las fuerzas gravitacionales ejercidas por el sol y la luna, así como fuerzas ocasionadas por la radiación solar. Debido a los movimientos de la tierra, del sol y de la luna entre sí, y debido a las variaciones de la radiación solar estas fuerzas no son uniformes y por tanto los movimientos del satélite varían un poco con respecto a la trayectoria ideal. Ignorando todas las fuerzas excepto la atracción gravitacional de la tierra, la órbita idealizada del satélite es elíptica y tiene uno de sus dos focos en el centro de la masa G de la tierra. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.2.6.2 El sistema coordenado geocéntrico

Debido a que el objetivo de los levantamientos por satélite es localizar puntos sobre la superficie de la tierra, es necesario tener un así llamado marco de referencia terrestre que permita relacionar los puntos físicamente en la tierra. El marco de referencia usado para esto es el sistema coordenado geocéntrico. Este sistema coordenado rectangular tridimensional tiene su origen en el centro de masa de la tierra. Su eje x_e pasa por el meridiano de Greenwich en el plano del ecuador, y su eje z coincide con el polo terrestre convencional (CTP: Conventional Terrestrial Pole). Su eje Y está situado en el plano del ecuador y crea un sistema coordenado de la mano derecha.

Para hacer esta conversión del sistema de coordenadas de referencia del satélite al sistema geocéntrico, se necesita cuatro parámetros angulares que definen la relación entre el sistema de coordenadas orbitales del satélite, y los planos y líneas de referencia sobre la tierra. Esos parámetros son: (1) el ángulo de inclinación, i (Angulo entre el plano de la órbita y el plano del ecuador terrestre), (2) el argumento del perigeo, u (Angulo medido en el plano orbital desde el ecuador hasta la línea de los ápsides), (3) la Ascensión recta del nodo ascendente, Ω (Angulo medido en el plano del ecuador desde el equinoccio vernal hasta la línea de intersección entre los planos orbital y ecuatorial) y (4) el ángulo horario de Greenwich del equinoccio vernal, $[[GHA]]_Y$ (ángulo medido en el plano ecuatorial desde el meridiano de Greenwich hasta el equinoccio vernal). Estos parámetros se conocen en tiempos real para cada satélite basándose en modelos matemáticos de predicción de las orbitas. Si se necesita mayor exactitud, se determinan las coordenadas del satélite en el sistema geocéntrico para épocas específicas del tiempo a partir de mediciones en las estaciones de rastreo y se distribuyen mediante efemérides precisas. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.2.6.3 El sistema coordenado geodésico

Aunque las posiciones de los puntos en un levantamiento por satélite se calculan en el sistema coordenado geocéntrico descrito en la subsección anterior, en esa forma no son adecuados para el uso de los topógrafos (ingenieros en geomática). Esto es así por tres razones: (1) con el origen en el centro de la tierra, las coordenadas geocéntricas comúnmente son valores demasiado grandes; (2) con el plano X-Y en el plano del ecuador, los ejes no están relacionados con las direcciones convencionales de norte, sur, este y oeste sobre la superficie de la tierra; y (3) las coordenadas geocéntricas no dan indicación acerca de las elevaciones relativas entre puntos. Por estas razones, las coordenadas geocéntricas se convierten a coordenadas geodésicas de latitud (ϕ), longitud

(Δ) y altura (h), de modo que las posiciones de los puntos reportados sean más significativas y convenientes para los usuarios. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.2.6.4 Geometría de los satélites observados

Una fuente de errores adicional importante en los levantamientos con satélite tiene que ver con la geometría de la constelación de satélites visibles en el momento de la observación. Esto es similar a la situación en los levantamientos tradicionales, en donde la geometría de la red de las estaciones terrestres observadas afecta la exactitud de las posiciones calculadas. Los ángulos pequeños entre las señales entrantes de los satélites en la estación receptora producen una configuración geométrica imprecisa y generalmente conducen a errores mayores en las posiciones calculadas. Contrariamente, una configuración geométrica de máxima precisión, ocurre cuando los ángulos entre las señales entrantes del satélite son grandes, y así por lo general proporcionan una solución mejorada. Independientemente de que se realice un levantamiento con satélite o uno tradicional, al emplear el ajuste de mínimos cuadrados en la solución, se determina el efecto de la geometría sobre la exactitud esperada de los resultados. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.3 RECEPTOR DE FORMATO INDEPENDIENTE DE INTERCAMBIO (RINEX)

La necesidad de combinar distintos tipos de receptores de distintas casas comerciales, de distintas versiones, en el mismo proyecto, y calcular los datos con un mismo programa se convierte en una de las primeras necesidades. El formato RINEX satisface esta necesidad de intercambio de información registrada por equipos de posicionamiento por diferentes satélites, ya sean GPS, TRANSIT, GLONASS o combinados. A menudo el topógrafo, que quiere combinar los datos de los diferentes tipos

de receptores, tiene que estar familiarizado con ciertas características; tiene que conocer la amplitud y restricciones de los procesos posteriores del programa de cálculo que se utiliza y finalmente, tiene que tener la suficiente experiencia en los cálculos de GPS para determinar los resultados finales. Los ficheros RINEX se denominan por convención de la siguiente forma: (Wolf & Ghilani, 2016)

<i>SSSSDDDF.YYT</i>	
<i>donde:</i>	
<i>SSSS...</i>	<i>Primeros cuatro caracteres del nombre de la estación.</i>
<i>DDD....</i>	<i>Día del año, empezando a contar desde el primer día del año.</i>
<i>F.....</i>	<i>Sesión.</i>
<i>YY.....</i>	<i>Los dos últimos dígitos del año.</i>
<i>T.....</i>	<i>Tipo de fichero:</i>
	<i>O... Fichero de observación.</i>
	<i>N... Fichero de navegación.</i>
	<i>M... Fichero meteorológico.</i>

Figura 9: Formato de denominación de los ficheros RINEX

FUENTE: (Ayala Ramírez & Hasbun Bardales, 2012).

2.4 AJUSTE CON MÍNIMOS CUADRADOS

La mayoría de las mediciones de levantamientos se deben ajustar a ciertas condiciones geométricas. Las magnitudes por las cuales las mediciones no satisfacen estas condiciones necesarias se denominan errores de cierre, e indican la presencia de errores aleatorios. Diversos procedimientos se aplican para distribuir esos errores y producir condiciones geométrica y matemáticamente perfectas. Algunos sencillamente aplican correcciones del mismo tamaño a todos los valores medidos, en estos casos, cada corrección es igual al error de cierre total (con el signo algebraico cambiado) dividido entre el número de mediciones. Otros corrigen las mediciones en proporción a las ponderaciones asignadas. Otros emplean métodos empíricos.

El ajuste con mínimos cuadrados ofrece varias ventajas sobre otros métodos arbitrarios. Primero que todo, como se basa en la teoría matemática de la probabilidad es el más riguroso de los procedimientos de ajuste. Permite que todas las observaciones se incluyan simultáneamente en un ajuste, y cada observación puede ponderarse de acuerdo con su precisión estimada. Además, los mínimos cuadrados son aplicables a cualquier problema de medición, independientemente de su naturaleza o configuración geométrica. Además de estas ventajas los mínimos cuadrados permiten que se hagan análisis estadísticos rigurosos de los resultados del ajuste. Los mínimos cuadrados permiten a un que se haga una planeación antes del levantamiento, de modo que se asegure la obtención de la precisión requerida de las cantidades ajustadas de la manera más económica. (Abellan, 2013)

2.4.1 Ecuaciones no lineales

Determinados trabajos topográficos se realizan ciertas observaciones que conducen a ecuaciones no lineales. Tal es el caso de la medida de ángulos y distancias. Para poder abordar el ajuste de estas observaciones por el método de los mínimos cuadrados y poder resolver un sistema de ecuaciones no lineales, es necesario proceder a su linealización mediante el desarrollo en serie de Taylor de primer orden. Consideremos la siguiente ecuación que relaciona un valor observado l con dos parámetros incógnitas x e y , mediante una función f no lineal. (Abellan, 2013)

$$l = f(x,y)$$

2.4.2 Matriz de redundancia

Al analizar los resultados del ajuste de una red topográfica es necesario controlar, más allá de su precisión, la calidad de la red tomando en consideración el aspecto de la fiabilidad. La fiabilidad de la red se refiere al grado de control de las observaciones sobre

la capacidad de detección de la presencia de errores groseros en ellas (fiabilidad interna) y a la posibilidad de estimar los efectos que las observaciones con errores groseros indetectables tienen sobre las coordenadas finales obtenidas en el ajuste (fiabilidad externa). Las observaciones afectadas por la presencia de errores groseros pueden ser detectadas gracias a las medidas redundantes de comprobación. Los residuos de las observaciones tras el ajuste por mínimos cuadrados vienen dados por: (Abellan, 2013)

$$r = f - Ax$$

2.4.3 Desviación estándar de referencia a posteriori.

La desviación estándar para un grupo de observaciones ponderadas es:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n p_i \cdot r_i^2}{n - 1}}$$

Esta ecuación se aplica a un grupo de observaciones de una magnitud simple o individual, donde cada observación tiene un peso diferente. Sin embargo, en Topografía se realizan observaciones que relacionan varios parámetros a través de ecuaciones. Para este tipo de observaciones, la desviación estándar en el caso de pesos iguales es:

$$s_o = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{m - n}}$$

Que en forma matricial es,

$$s_o = \sqrt{\frac{r^t r}{m - n}}$$

En esta ecuación, $\sum r^2_i$ se expresa en forma matricial como $r^t \cdot r$, m es el número de observaciones y n el número de incógnitas. El valor $m-n$ corresponde a las medidas redundantes y representa los grados de libertad del ajuste.

La desviación estándar para el caso de observaciones con pesos diferentes es,

$$s_o = \sqrt{\frac{\sum p_i r^2}{m - n}}$$

Y en forma matricial,

$$s_o = \sqrt{\frac{r^t P_r}{m - n}}$$

Donde:

$$\sum p_i r_i^2$$

En forma matricial es $r^t P_r$. Como estas desviaciones estándar se refieren al ajuste global y no a una cantidad simple, se les denomina desviaciones estándar de referencia calculadas a posteriori. (Abellan, 2013)

2.4.4 El concepto de peso de una observación

El peso de una observación es una medida de su valor relativo comparado con el resto de observaciones. Como se ha comentado anteriormente, una medida de gran precisión tiene una varianza pequeña, hecho que refleja un alto grado de cuidado en las observaciones y calidad del instrumento utilizado. Esta medida de gran precisión, en el proceso de ajuste, debería recibir una porción relativamente pequeña de la corrección global. Por el contrario, una medida de baja precisión tiene una varianza mayor y en el proceso de ajuste recibirá una corrección mayor.

Como el valor de la varianza varía en sentido opuesto al de la precisión, es necesario introducir una medida que varíe directamente con la precisión. De esta forma, a cada observación le asignamos un número positivo, denominado peso de la observación. Así, para una medida u observación dada, cuanto mayor es su precisión, mayor será el peso y viceversa. De acuerdo con esto, el peso de una observación simple se define como una cantidad inversamente proporcional a la varianza de la observación, σ^2 .

$$p = \frac{k}{\sigma^2}$$

Siendo k una constante positiva de proporcionalidad los pesos se utilizan para controlar el tamaño de las correcciones que se aplican a las medidas en el proceso de ajuste. Por tanto, las correcciones que se aplican son inversamente proporcionales a sus pesos. (Abellan, 2013).

2.4.5 Principio del método de mínimos cuadrados

Considera el caso de varias mediciones directas de una misma magnitud X , estas pueden ser: l_1, l_2, \dots, l_n . Esto indica los valores que se obtienen en una serie de observaciones. al no contar con un verdadero valor de x ya que los valores en algún momento siempre son distintos es necesario realizar una evaluación para poder obtener un valor confiable. Por esto se puede tomar un valor aproximado y se evalúa sus discrepancias:

$$x - l_n = v_1$$

$$\left. \begin{matrix} x - l_n = v_1 \\ x - l_n = v_1 \end{matrix} \right\} x - l_n = v_1 \quad i = 1, 2, \dots, n$$

Estas discrepancias (V_1) son los residuos, llamados también a priori que son los valores desconocidos, mismos que al ser calculados se los suman a las observaciones y se obtiene el valor de x .

De la misma manera que se trabajó anteriormente se puede tomar otro valor aproximado X' el mismo que da otro conjunto de residuos:

$$x' - l_i = v'_i$$

Y si se quiere se puede tener más valores:

$$x'' - v_i = v''$$

Estos valores de x , x' , x'' , cuál es el valor ideal, esto implica escoger el valor más apropiado, es decir, en determinar un criterio que permita, a las observaciones repetidas l_i , en desacuerdos entre sí, extraer un valor único para representar el valor de X .

Lo que se quiere es que los residuos sean lo más bajo posibles y tiendan a cero por esta razón siguiendo el camino indicado por Gauss y Legendre, aceptan como la mejor estimación X de a un valor que haga mínima a la suma de los cuadrados de los residuos, de tal forma que (Gemael, 1994):

$$\sum_{i=1}^n v_i^2 = \min$$

Asimismo, cuando las observaciones no ofrecen un mismo grado de confianza se las homogeniza con pesos, quedando de esta manera la ecuación:

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i^2 = \min$$

Estas dos ecuaciones se determinan en forma de matriz de la siguiente manera

(Gemael, 1994):

$$V^T V = \min$$

Donde V es el vector columna de los residuos:

$$V = [v_1, v_2, \dots, v_n]^T$$

Y en el caso con los pesos:

$$V^T P V = \min$$

La matriz de pesos P es una matriz cuadrada y diagonal. La aplicación de mínimos cuadrados para un sistema de ecuaciones lineales es de la siguiente manera (Gemael, 1994):

L representa las observaciones (l_b), y en geodesia las observaciones son mayores que las incógnitas:

$$n A u = L_{n,1}^b$$

$$n > u$$

De este modo, en este modelo matemático las observaciones no son compatibles por lo que hay que introducir las correcciones o residuos ($V = [V_1, V_2, V_3, \dots, V_n]^T$) de lo expuesto anteriormente, La ecuación lineal queda de esta manera:

$$A \tilde{x} = L_b + V = L_a$$

$L_b = \text{Valores observados}$

$L_a = \text{Valores de las observaciones corregidas}$

Y si aplicamos el mejor estimador x y \tilde{x} que satisface la condición.

$$V^T V = \min$$

$$\emptyset = (A \tilde{x} - L_B)^T (A \tilde{x} - L_B) = \min$$

$$\frac{d\emptyset}{dx} = A^T A \tilde{x} - A^T L_b - A^T L_b = 0$$

$$A^T A \tilde{x} - A^T L_b = 0$$

Esta última ecuación matricial representa un conjunto de ecuaciones u incógnitas, quedando como solución única la siguiente:

$$\tilde{x} = (A^T A)^{-1} A^T L_b$$

Los pesos se dan para la precisión de las mediciones y se utilizan de acuerdo al trabajo que se requiere realizar.

$$\sum L_B = \begin{bmatrix} \sigma_0^2 & & \\ & \cdot & \\ & & \sigma_n^2 \end{bmatrix}$$

Al dividir $\sum L_b$ para σ_1^2 se obtiene la matriz de coeficiente de pesos

$$Q = \frac{1}{\sigma_0^2} * \sum L_b$$

Y de esta fórmula se tiene la matriz de pesos:

$$Q^{-1} = \sigma_0^2 \cdot \sum L_b^{-1} = P$$

$$P = Q^{-1} = \sigma_0^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{\sigma_1^2} & & \\ & \cdot & \\ & & \frac{1}{\sigma_n^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_i & & \\ & \cdot & \\ & & P_n \end{bmatrix}$$

Se aplica la ecuación matricial única y se obtiene:

$$V^T P V = \min$$

Que es la forma cuadrática fundamental y se aplica la ecuación normal:

$$(A^T P A) \tilde{X} - A^T P L_b = 0$$

Da como solución (Gemael, 1994):

$$\tilde{X} = (A^T P A)^{-1} A^T P L_b$$

2.4.6 Ajuste de las observaciones por el método correlativo

El modelo matemático que caracteriza a las observaciones de condición que puede aplicarse en un ajuste por mínimos cuadrados en este método está dado por: (Gemael, 1994):

$$F(L_a) = 0$$

Esta ecuación indica que presenta “r” ecuaciones naturales de condición ligado a “n” incógnitas (L_a), las mismas que son independientes. Esta ecuación puede ser procesada con incógnitas (residuos, V), que es el vector de las ecuaciones ajustadas la cual es:

$$L_a = L_b + V$$

Quedando de esta manera:

$$F(L_b + V) = 0$$

Aplicando una linealización de serie de Taylor en forma matricial se tiene:

$$F(L_a) = F(L_b + V) \cong F(L_b) + \frac{\partial F}{\partial L_a} L_b (L_a - L_b) = 0$$

La ecuación de los valores observados ($F(L_b)$) que es la del error de cierre se la denomina mediante W.

$$W = F(L_b)$$

A la matriz de las derivadas parciales $\left[\frac{\partial F}{\partial L_a} \right]_{L_b}$ por B

$$B = \left[\frac{\partial F}{\partial L_a} \right]_{L_b}$$

Quedando de esta manera $BV + W = 0$

Con las dimensiones queda de esta manera:

$$rBn \quad nV1 + rW1 = r01$$

Normalización de ecuaciones. - indica que las incógnitas se subordinen y que satisfagan los mínimos cuadrados, de igual forma que los residuales sean mínimos y para que se cumplan estos dos criterios se utiliza un artificio conocido como el método de LaGrange.

$$\phi = V^T PV - 2K^T (BV + W) = \text{minimo}$$

Entendiéndose de que K son los multiplicadores de LaGrange o “correlatos”. Igualando a cero las derivadas precisas en relación a V y a K para que esta función otorgue un valor mínimo es (Gemael, 1994):

$$\frac{\partial \phi}{\partial v} = 2PV - 2B^T K = 0$$

$$1. -PV - B^T K = 0$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial K} = -2(BV + W) = 0$$

$$2 - BV + W = 0$$

Despejando (V) de la ecuación (2.129) se obtiene, que es la ecuación de los residuos

$$V = P^{-1}B^TK$$

Y esta ecuación se reemplaza en (2.131) se obtiene:

$$BP^{-1}B^TK + W = 0$$

Se obtiene una ecuación matricial con los multiplicadores de LaGrange

$$K = -(BP^{-1}B^T)^{-1}W = 0$$

Simplificándole un poco más queda la ecuación:

$$K = -M^{-1}W$$

Siendo:

$$M = BP^{-1}B^T$$

Las precisiones de los resultados se obtienen mediante una matriz varianza-covarianza de los valores ajustados:

$$\sum L_a = \sum L_a [I - B^T M^{-1} B P^{-1}]$$

Dónde:

$$I = -P^{-1}B^T M^{-1} \frac{\partial W}{\partial L_b}$$

Y para los residuos de esta forma:

$$\sum V = \sigma_0^2 P^{-1} B^T M^{-1} B P^{-1}$$

Comparando resulta (Gemael, 1994):

$$\sum L_a = \sum L_b - \sum V$$

La varianza de observación de peso unitario a posteriori, indica (Gemael, 1994):

$$\sigma_0^2 = \frac{V^T P V}{S_l}$$

$S_l = \text{Grados de libertad}$

$S_l = r_c \text{ Numero de ecuaciones de condicion}$

$V^T P V = -K^T W$ (Garrido, 2014)

2.4.7 Métodos de ajuste por mínimos cuadrados

2.4.7.1 Método de la ecuación de observación

Se usan dos métodos básicos en el ajuste por mínimos cuadrados:

- El método de la ecuación de observaciones
- El método de la ecuación de condiciones.

El primero es el que se usa en forma más común y es el que se estudia aquí. En este método se escriben “ecuaciones de observación” que relacionan los valores medidos con sus errores residuales y con los parámetros desconocidos. Se escribe una ecuación de observación para cada medición. Para obtener una solución única, el número de ecuaciones debe ser igual al número de incógnitas. Si se hacen observaciones

redundantes, pueden aplicarse el método de los mínimos cuadrados. En este caso se obtiene una expresión para cada error residual de cada ecuación de observación. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.4.7.2 Métodos matriciales en el ajuste por mínimos cuadrados

Se habrá observado que los cálculos de, método de mínimos cuadrados son bastante largos, por lo que generalmente se ejecutan con ayuda de una computadora.

➤ **Ecuaciones matriciales para precisiones de cantidades ajustadas**

La ecuación matricial para el cálculo de residuos ajustados, ya sea que el ajuste sea ponderado o no.

➤ **Ajuste por mínimos cuadrados de circuitos de nivelación**

Cuando se efectúa un levantamiento de control para establecer nuevos bancos de nivel.

Al ajustar redes de nivelación, la diferencia observada en la elevación de cada línea se trata como una observación que contiene un solo error aleatorio. Se escriben las ecuaciones de observación que relacionan esas diferencias de elevación medidas y sus errores residuales con las elevaciones desconocidas de los bancos de nivel implicados.

➤ **Propagación de errores**

La propagación de errores en funciones que usan mediciones independientes. Al terminar el ajuste con mínimos cuadrados, las incógnitas ya no son independientes como lo evidencian los términos fuera de la diagonal en la matriz de cofactores.

➤ **Las elipses de errores**

Las elipses de errores dan una representación bidimensional de las incertidumbres de las coordenadas ajustadas de los puntos como se determina en un ajuste de mínimos cuadrados. Pueden graficarse a escalas ampliadas directamente en diagramas a escala que muestren los puntos en el levantamiento horizontal. Cuando se grafican de esta manera, su tamaño y su apariencia permiten que se haga un rápido análisis visual de la precisión relativa general de todos los puntos ajustados. Como se estudia posteriormente en esta sección, esto es útil en la planeación de levantamientos y en el análisis de los resultados de los levantamientos para su aceptación o su rechazo. (Wolf & Ghilani, 2016)

2.4.7.3 Procedimiento de ajuste

De la naturaleza del problema específico de ajuste, debes seguir ciertos procedimientos. Por ejemplo, antes de abordar en ajuste, todos los datos deben analizarse cuidadosamente en cuanto a errores. Deben identificarse y corregirse equivocaciones tales como identificación equivocada de las estaciones, los errores de transcripción, los errores de lectura y otros. Su falta de eliminación conducirá ya sea a un ajuste poco satisfactorio, o a ningún ajuste. En algunos tipos de levantamientos, los errores pueden identificarse realizando cierres de circuitos en los datos. Esto es verdad en la nivelación, en las redes con el GPS y en los levantamientos horizontales, incluyendo el trazo con poligonales.

La cantidad mínima de control que se requiere para hacer ajustes varía con el tipo de problema. En la nivelación diferencial solamente se necesita un banco de nivel, y en una red de mediciones en línea base de GPS solamente se necesita una estación con valores conocidos de las coordenadas. Para los levantamientos horizontales tales como

las poligonales o las redes, deben disponerse de una estación con coordenadas conocidas y una línea con dirección conocida. Si está presente más de la cantidad mínima de control, el ajuste debe realizarse en dos etapas como medios adicionales de detección de errores. El primer ajuste, llamado ajuste con restricciones mínimas, debe contener solamente la cantidad mínima de control para fijar las medidas en espacios. Entonces esto deberá ser seguido de un ajuste restringido, en el cual se use todo el control disponible. (Wolf & Ghilani, 2016).

2.5 COORDENADAS

Son cantidades lineales o angulares que designan la posición ocupada por un punto en un sistema de referencia. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.5.1 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)

2.5.2 Coordenadas UTM

2.5.2.1 La proyección Mercator

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

Zonas de proyección del territorio nacional de 6° de longitud cada una:

- Zonas 17 con Meridiano central (MC) 81° Oeste

- Zonas 18 con Meridiano central (MC) 75° Oeste
- Zonas 19 con Meridiano central (MC) 69° Oeste
- Latitud de origen: 0°
- Unidad de medida: metro
- Falso Norte: 10 000 000 metros
- Falso Este: 500 000 metros
- Factor de escala en el Meridiano Central: 0.9996

2.5.2.2 Cuadrícula UTM (CUTM)

Además de la división en 60 husos de 6° de longitud, se definen 20 bandas de 8° o 12° de latitud de lo que resulta una malla de meridianos y paralelos que forma 1.200 trapecios esféricos.

Cada huso se subdivide:

En el Hemisferio Norte en nueve zonas o bandas esféricas cada 8° y en un segmento adicional en el extremo norte que cubre 12°, siempre en el sentido de los paralelos.

En el Hemisferio Sur, en diez zonas de 8°.

Iniciando la denominación de sur a norte, cada uno de estos veinte segmentos se refiere con las letras C a X, utilizando únicamente las letras del alfabeto inglés y exceptuándose las letras CH, I, ll, Ñ y O, para evitar confusiones (el segmento C iría de 80° S a 72° S; la X, de 72° N a 84° N). Las bandas que van de C a M están en el hemisferio Sur, y las que van de N a X en el Hemisferio Norte.

La malla de división en husos y bandas UTM cuando la proyectamos sobre un plano conforma la denominada cuadrícula básica UTM. Esta cuadrícula de meridianos y paralelos geográficos se divide a su vez mediante coordenadas X e Y en un número variable de cuadrados de 100 km de lado, a partir del meridiano central de cada huso y del Ecuador. Cada cuadrado cienquilométrico es designado por un par de letras. Debido a que los husos se estrechan hacia los Polos, el número de cuadrados también se reduce; en los bordes de huso, además, éstos aparecen incompletos. (Espigado, 2019)

2.5.2.3 Zona geográfica

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). (Tipula & Osorio, 2006)

2.5.3 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)

2.5.4 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)

2.6 GEODESIA

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. Dentro de esta definición, se incluye también la orientación y posición de la tierra en el espacio.

Una parte fundamental de la geodesia es la determinación de la posición de puntos sobre la superficie terrestre mediante coordenadas (latitud, longitud, altura). La materialización de estos puntos sobre el terreno constituye las redes geodésicas, conformadas por una serie de puntos (vértices geodésicos o también señales de nivelación), con coordenadas que configuran la base de la cartografía de un país, por lo que también se dice que es "la infraestructura de las infraestructuras".

Los fundamentos físicos y matemáticos necesarios para su obtención, sitúan a la geodesia como una ciencia básica para otras disciplinas, como la topografía, fotogrametría, cartografía, ingeniería civil, navegación, sistemas de información geográfica, sin olvidar otros tipos de fines como los militares. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Desde el punto de vista del objetivo de estudio, se puede establecer una división de la geodesia en diferentes especialidades, aunque cualquier trabajo geodésico requiere la intervención de varias de estas subdivisiones. (Instituto Nacional Geográfico de España, 2016)

- **Geodesia geométrica:** Determinación de la forma y dimensiones de la Tierra en su aspecto geométrico, lo cual incluye fundamentalmente la determinación de coordenadas de puntos en su superficie.

- **física:** estudio del campo gravitatorio de la Tierra y sus variaciones, mareas (oceánicas y terrestres) y su relación con el concepto de altitud.
- **Astronomía geodésica:** determinación de coordenadas en la superficie terrestre a partir de mediciones a los astros.
- **Geodesia espacial:** determinación de coordenadas a partir de mediciones efectuadas a satélites artificiales (GNSS, VLBI, SLR, DORIS) y relación con la definición de sistemas de referencia.
- **Microgeodesia:** medida de deformaciones en estructuras de obra civil o pequeñas extensiones de terreno mediante técnicas geodésicas de alta precisión.

2.6.1 El geoide

Es la superficie equipotencial del campo de gravedad terrestre que mejor se ajusta al nivel medio del mar sin perturbaciones y que es perpendicular en todos sus puntos a la dirección de la gravedad y que se extiende de manera continua por debajo de los continentes. Es la superficie de nivel, equipotencial en el campo de la gravedad, que adopta la forma de esferoide irregular tridimensional. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.6.2 Altura elipsoidal

Las alturas elipsoidales (h) representan la separación entre la superficie topográfica terrestre y el elipsoide. Dicha separación se calcula sobre la línea perpendicular a este último. Las alturas elipsoidales son obtenidas a partir de las coordenadas geocéntricas cartesianas (X, Y, Z) definidas sobre un elipsoide de referencia (p. ej. el modelo Geodetic Reference System 1980, GRS80, o el World Geodetic System 1984, WGS84, los cuales, en la práctica, son iguales), y determinadas a partir del

posicionamiento satelital de los puntos de interés. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.6.3 El datum

Un Datum es un Sistema de Referencia Geodésico definido por la superficie de referencia precisamente posicionada y mantenida en el espacio; y es generada por una red compensada de puntos. 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 Datums se definen separadamente como horizontales y verticales. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

2.6.4 Clasificación de puntos geodésicos

Con el objeto de unificar un marco de referencia geodésico, todos los trabajos de georreferenciación estarán referidos a la Red Geodésica Geocéntrica Nacional (REGGEN). Los puntos geodésicos en el territorio nacional se clasifican de la siguiente manera:

2.6.4.1 Punto geodésico orden “0”

Este orden es considerado a nivel continental, y están destinados para estudios sobre deformación regional y global de la corteza terrestre, de sus efectos geodinámicos y trabajos en los que se requiera una precisión a un nivel máximo de 4.00 mm; estos puntos servirán para la densificación de la Red Geodésica Nacional.

2.6.4.2 Punto geodésico orden “A”

Este orden debe aplicarse para aquellos trabajos encaminados a establecer el sistema geodésico de referencia continental básico, a levantamientos sobre estudios de deformación local de la corteza terrestre y trabajos que se requiera una precisión a un nivel máximo de 6.00 mm.

2.6.4.3 Punto geodésico orden “B”

Este orden se destina a levantamientos de densificación del sistema geodésico de referencia nacional, conectados necesariamente a la red básica; trabajos de ingeniería de alta precisión, así como de geodinámica y trabajos que se requiera una precisión a un nivel máximo de 8.00 mm. Los trabajos que se hagan dentro de esta clasificación deben integrarse a la red geodésica básica nacional y ajustarse junto con ella.

2.6.4.4 Punto geodésico orden “C”

Este orden debe destinarse al establecimiento de control suplementario en áreas urbanas y rurales, al apoyo para el desarrollo de proyectos básicos de ingeniería y de desarrollo urbano-rural, así como a trabajos que se requiera una precisión a un nivel máximo de 10.00 mm.

2.6.4.5 Puntos de apoyo (PFCH)

Estos son puntos geodésicos característicos de los puntos geodésicos de orden “C”, no son monumentados y se destinarán a los puntos de fotocontrol de trabajos básicos de ingeniería en áreas urbanas, rurales y de desarrollo urbano – rural, el nivel de precisión de estos puntos no será mayores a 10.00 mm.

- Todo punto geodésico a ser establecido, debe estar enlazado a la Red Geodésica Geocéntrica Nacional.
- El enlace debe realizarse con los procedimientos de observación correspondientes al orden de precisión del levantamiento que actualmente se esté efectuando.
- Para los puntos geodésicos de orden “0”, “A” o “B”, la correlación se establecerá realizando observaciones dentro de una figura geométrica circunscrita (en lo posible), con un mínimo de ocho lados para el orden “0” y un mínimo de tres lados para los de orden “A” y “B”; para los puntos geodésicos de orden “C” y los puntos de apoyo, la correlación será a través de una línea base; siguiendo los siguientes parámetros: (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Tabla 2: Número mínimo de estaciones de control de la red geodésica

Número mínimo de estaciones de control de la Red Geodésica Horizontal que se deben enlazar:	0	A	B	ENLACE
0	8			RED
A	3	3		RED
B	3	3	3	RED
C	1	1	1	LÍNEA BASE
APOYO (PFCH)	1	1	1	LÍNEA BASE

FUENTE: Instituto Nacional Geográfico del Perú, (2016)

Tabla 3: Separación de las estaciones (km)

Separación de las estaciones	0	A	B	C	APOYO (PFCH)
Separación máxima (km) entre estaciones bases dentro del área del proyecto.	4000	1000	500		
Separación máxima (km) entre estaciones bases y el punto a establecer	3500	500	250	100	100

FUENTE: Instituto Nacional Geográfico del Perú, (2016)

2.6.5 Factor de escala (K_{ESCALA})

Es aquel valor que permite proyectar la longitud medida entre dos puntos en el elipsoide de referencia sobre el plano cartográfico.

$$L_p = (K_{ESCALA}) L_o$$

Donde:

L_p : longitud proyectada al plano cartográfico.

L_o : longitud medida en el elipsoide de referencia.

K_{escala} : factor de escala.

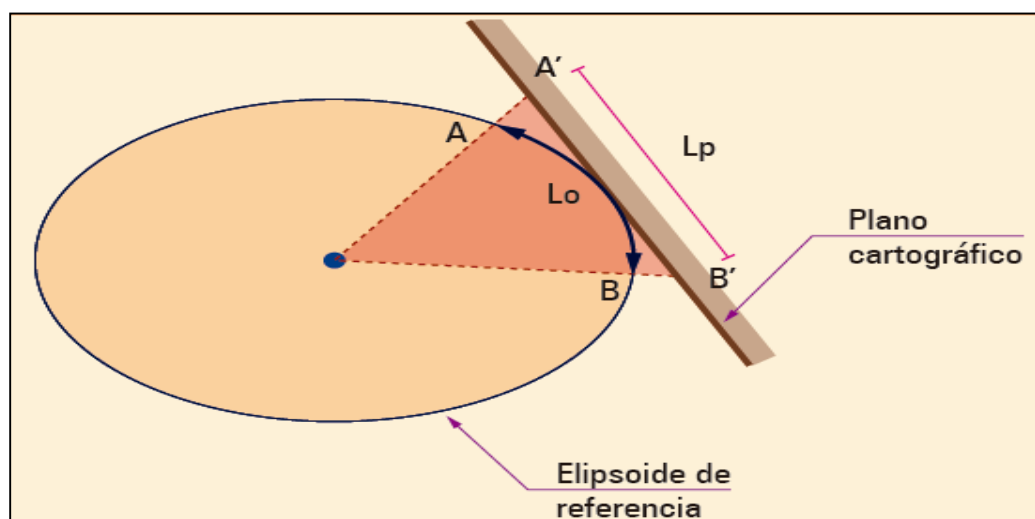


Figura 10: Diagrama de factor escala.

FUENTE: Mendoza, (2017)

2.6.5.1 Factor combinado (K)

Es el producto proveniente entre el factor de elevación y el factor de escala.

$$K = (K_{ELEVACIÓN}) (K_{ESCALA})$$

Donde:

K: factor combinado entre A y B.

K_{ELEVACIÓN}: factor de elevación entre A y B

K_{ESCALA}: factor de escala entre A y B.

El factor combinado K, permite transformar la distancia topográfica existente entre dos puntos a distancia de cuadrícula, directamente:

$$L_C = K \cdot L_T$$

LC: longitud de cuadrícula. K: factor combinado.

LT: longitud Topográfica.

2.7 FASES DE UN TRABAJO GNSS

Todo levantamiento geodésico deberá ejecutarse siguiendo una secuencia operativa que en el orden indicado contemple las siguientes etapas: (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

- Planeamiento
- Reconocimiento
- Monumentación
- Trabajos de campo
- Cálculos de gabinete
- Formulación de la memoria descriptiva

2.7.1 Planeamiento

El planeamiento está ligado al estudio de pre – evaluación, por lo que se debe tener en cuenta lo siguiente: (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

- a. Establecer los rangos de exactitud y precisión mínimos y máximos posicionales de acuerdo a las características y necesidades del proyecto. Así mismo se debe tener en cuenta la viabilidad de la ubicación de los puntos para lo cual se deben ser graficadas sobre una cartografía oficial existente.
- b. El plazo y periodo propuesto para cada punto geodésico, deben anotarse en un cronograma de ejecución.
- c. Los recursos económicos, humanos y logísticos, deben estar disponibles en el periodo propuesto.
- d. En el emplazamiento de tales conjuntos de puntos geodésicos, deben determinarse; la no existencia de obstáculos, ausencia de perturbaciones en la señal (como tendidos eléctricos, torres de telecomunicaciones, etc.), vías de acceso y otros, sobre una cartografía oficial.
- e. Las informaciones sobre la ubicación y características del lugar, las estaciones de rastreo permanente próximas, las estaciones fijas disponibles próximas y las instituciones gubernamentales (como los gobiernos regionales, municipalidades, etc.), deben anotarse en un cuaderno de trabajo.
- f. Los trabajos de campo correspondientes a la obtención de puntos geodésicos GNSS requerirán previamente de una planificación a fin de asegurar la mejor eficiencia en términos de costo y tiempo.

2.7.2 Reconocimiento

Luego del planeamiento, se requiere reconocer los sitios seleccionados a fin de conocer detalles que pudieran no aparecer en la cartografía existente, como, por ejemplo, altura de árboles, edificaciones recientes, áreas con acceso restringido, etc. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Se verificarán sobre el terreno, las características definidas en el planeamiento y establecer las condiciones y modalidades no previstas en el mismo.

- a. Verificar el funcionamiento de la estación de rastreo permanente o la existencia y buena conservación física de los puntos geodésicos bases a utilizar.
- b. Localizar y determinar las condiciones de estabilidad de los puntos geodésicos de cota fija próximos pertenecientes a la red nacional para, en caso de ser necesario, contar con alturas ortométricas.
- c. Seleccionar en el terreno el área o áreas adecuadas para el establecimiento de punto o puntos geodésicos definitivos o permanentes tomando como referencia la densificación realizada en el planeamiento.
- d. Comprobar las condiciones de observación en cada área.
- e. Determinar que el terreno debe tener una estabilidad razonable para garantizar la permanencia del punto geodésico que se establezca. Deben evitarse los terrenos erosionables o sometidos a procesos de deslizamientos, inundaciones entre otros.
- f. El área a colocar el punto o puntos geodésicos reunirán las siguientes condiciones:
 - Cielo despejado sobre los 10° desde el horizonte.

- Evitar la existencia de superficies reflectantes a menos de 50 metros del punto geodésico a establecer (como espejos de agua, techos planos metálicos o cubiertos de materiales reflectantes, u otros). A menores distancias afectarán: las paredes u otras construcciones de mampostería, líneas de transmisión de energía o antenas de equipos de comunicación, puestos de vigilancia, etc.
 - Fácil acceso y lugar apropiado para su estacionamiento sin provocar perturbaciones.
 - Procurar que el agua de lluvia o de cualquier otra procedencia fluya rápidamente para que el punto geodésico se mantenga seco, con lo que además se protege la marca contra los efectos de la oxidación.
 - Determinar el diseño más adecuado a establecer según las características de la zona.
- g. En caso de localizarse puntos geodésicos de otros proyectos o redes, cuya ubicación reúna las características establecidas, serán utilizadas a fin de evitar la proliferación de puntos geodésicos que confundan a los usuarios.
- h. Elaborar un legajo de campo indicando todas las observaciones en un croquis y anotando en una cartografía oficial los puntos geodésicos cercanos al área de trabajo, así como las vías de acceso. En caso de ser necesario, se actualizará el legajo.
- i. Confeccionar un croquis descriptivo del sitio elegido, colocar sus coordenadas aproximadas y el mejor camino para su acceso. La información mínima requerida es la siguiente: denominación del proyecto, institución, operador, fecha,

- denominación del punto, nomenclatura, coordenadas aproximadas, tipo de marca, ubicación de la marca acimutal si fuera el caso, forma de acceso desde una
- j. localidad o vías de comunicación principal, persona de contacto, tipo de suelo, otras marcas geodésicas existentes, energía eléctrica (distancia a la que se encuentra disponible), diagrama de horizonte con las obstrucciones existentes, lugares de aprovisionamiento de combustibles y víveres, estado de los caminos y duración del recorrido, necesidad de vehículos especiales, etc.
- k. Al término del reconocimiento, elaborar un informe de campo indicando todas las observaciones obtenidas y complementando con información gráfica sobre una cartografía oficial existente.

2.7.3 Monumentación

Dependiendo del informe de reconocimiento, se debe utilizar uno de los siguientes tipos de monumentación con las siguientes características. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

- **Puntos geodésicos sobre roca madre**

Se incrustarán fierros, pernos, tornillos grandes o discos sobre rocas madres y estarán fijados con cemento o material similar, acompañado de una señal de identificación del punto geodésico según lo especificado en la identificación del punto geodésico.

- **Puntos geodésicos sobre construcciones existentes**

Se incrustarán fierros, pernos, tornillos grandes o discos sobre construcciones existentes (edificios o construcciones de fácil acceso) y estarán fijados con

cemento o material similar que aseguren una razonable estabilidad y permanencia en el tiempo, estarán acompañado de una señal según lo especificado en la identificación del punto geodésico.

- **Puntos geodésicos sobre pilares de hormigón**

Estos puntos geodésicos se construirán de concreto ciclópeo, según modelo del anexo 4.

Para su construcción, se tomará en cuenta las características geológicas locales del suelo y las condiciones ambientales, a fin de asegurar su permanencia por un largo periodo de tiempo. En caso que el terreno sea arenoso o suelto, se colocaran dos fierros corrugados de ½”, después de agregar el concreto, estos abarcarán una profundidad adecuada a fin de evitar las posibilidades de erosión, con un mínimo de 15 cm., por debajo de la base del pilar.

Se deberá ejercer el criterio de construirlos con la solidez que las circunstancias locales ameriten en función de las posibilidades de deterioro o destrucción accidental o intencional.

Sobre este pilar se colocará la señal de identificación del punto geodésico fijándose en el centro de la parte superior del pilar. Las inscripciones deben hacerse en la señal de identificación antes de su fijación al pilar.

- **Preparación del pilar de concreto**

El pilar de concreto debe construirse de acuerdo con las especificaciones que se indican, tal que asegure su estabilidad y resistencia en el tiempo:

- Será de forma cuadrangular.

- La Base y tope será cuadrangular de 40 cm de lado.
- La Profundidad será según el terreno (no < de 60 cm.)
- De ser necesario, se deberá colocar dos fierros corrugados de $\frac{1}{2}$ “.

- **Identificación del punto geodésico**

La identificación será de una pieza metálica (de preferencia Bronce), que define el punto geodésico de referencia (origen de coordenadas). La identificación, tendrá las siguientes especificaciones:

- La parte superior es de forma circular de 70 mm de diámetro, con un espesor de 5 mm.

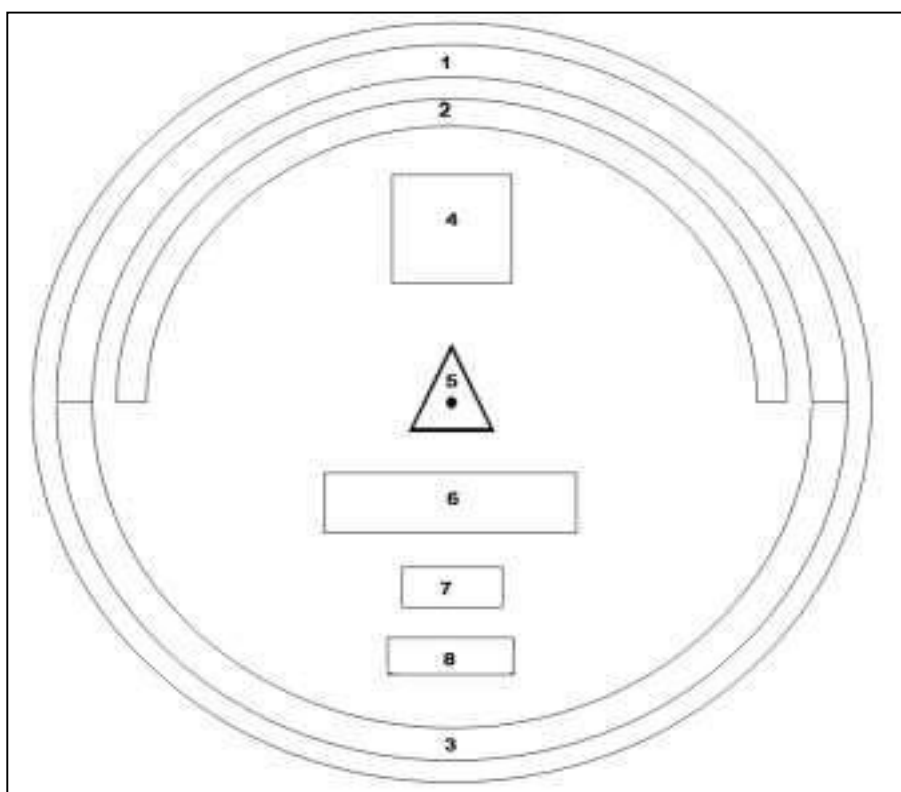


Figura 11: Identificación del punto geodésico

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

- La parte media tiene longitud de 60 mm. de forma tubular, con un grosor de 10 mm.
- La parte inferior de anclaje será en forma de cruz de forma tubular de 10 mm de grosor y de 50 mm de longitud.

La identificación tendrá inscritas las siguientes especificaciones:

- a) En el espacio 1, irá el nombre de la Institución se ubicará en el área establecida de forma centrada con el tipo de letra Arial y de 4 mm.
- b) En el espacio 2, irá el escrito “SE PROHIBE DESTRUIR” de forma centrada y con el tipo de letra Arial y de 3 mm.
- c) En el espacio 3, irá el escrito “PROPIEDAD DEL ESTADO” de forma centrada y con el tipo de letra Arial y de 4 mm.
- d) En el espacio 4, irá el orden del punto con el tipo de letra Arial y de 10 mm.
- e) En el espacio 5, irá un triángulo equilátero de 7 mm, con un punto de 1 m m en el centro.
- f) En el espacio 6, irá el código del punto a establecer, el cual será solicitado al IGN, y se escribirá con el tipo de letra Arial y de 5 mm.
- g) En el espacio 7, irá en tres cifras el mes que fueron tomados los datos de los satélites con tipo de letra Arial y de 4 mm.
- h) En el espacio 8, irá el año de la observación con el tipo de letra Arial y de 4 mm.

Todo punto geodésico deberá tener su identificación.

2.7.4 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. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Para los puntos geodésicos de orden “C”, deberán quedar definidas las condiciones de observación en lo que respecta a tiempos de observaciones mínimos en cada línea base, GDOP máximo permitido, intervalo de registro o épocas, la máscara de elevación a emplear, el número mínimo de satélites y repetición de medidas de líneas base. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

En trabajos de exactitud posicional para puntos geodésicos de orden “C”, la distancia de línea base determinará el tipo de receptor a emplear. En ningún caso se usarán equipos mono frecuencia para distancias superiores a 20 Km. Las observaciones estarán directamente relacionadas con la longitud de línea base, aumentando estos a medida que aumente dicha distancia. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Deben quedar especificadas las propiedades y particularidades del entorno del punto geodésico sobre el que se va a realizar la medida. No se admitirán situaciones y ubicaciones donde se produzcan alteraciones y/o perturbaciones en la señal tales como observación de puntos geodésicos próximos a torres eléctricas o de telecomunicaciones, tendidos eléctricos, etc., determinados por el equipo de reconocimiento. Una vez colocado los puntos geodésicos permanentes y designados los puntos de apoyo, se iniciará la toma de datos mediante el sistema GNSS, los datos los recogen los equipos de campo en los puntos geodésicos designados por los equipos de reconocimiento (debido a las múltiples variables inherentes a una medida GNSS no existe una fórmula exacta para

determinar los tiempos de observación necesarios, los tiempos de ocupación serán dependientes de la longitud de línea base, número de satélites, GDOP y de las características del equipo empleado, la ocupación del punto geodésico deberá ser lo suficientemente amplia en tiempo de forma que garantice la determinación de la ambigüedad en la solución de la línea base para trabajos con medida de fase). (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Los registros GNSS se harán durante el tiempo y en los períodos que se especifiquen para cada caso, teniendo en cuenta que las medidas en condiciones meteorológicas negativas (granizadas, tormentas, etc.) podrían influenciar en el resultado final y en todo caso no más allá de los límites de operación y especificación técnica proporcionado por el fabricante del instrumento. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Se aconseja exceder las observaciones recomendadas a los valores expuestos, especialmente en aquellas líneas bases donde la ocupación sea dificultosa. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Los procesamientos y comprobaciones de campo se considerarán como parte integral de las observaciones, deberán hacerse inmediatamente al final de las mismas. Tendrán como propósito verificar la coherencia de los trabajos. (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

Para trabajos con medida de fase, se prepararán y realizarán actividades de trabajo de campo de la siguiente manera: (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016)

a. Puntos geodésicos de orden “0”

Para la toma de datos de todos los puntos geodésicos de orden “0”, se utilizará el método relativo estático, apoyado con no menos de seis puntos geodésicos del mismo orden a nivel continental, que estén separados equidistantemente, a una distancia no mayor de 4,000 Km al punto geodésico que se quiere instalar, con un intervalo de registro no mayor a 15 segundos, considerando el tiempo continuo mínimo en el cambio de dos ciclos de la luna (14 días), con una elevación de la máscara no mayor a diez (10) grados sobre el horizonte (preferiblemente a cero grados) y con el rastreo permanente no menor de 4 satélites.

b. Puntos geodésicos de orden “A”

Para la toma de datos de todos los puntos geodésicos de orden “A”, se utilizará el método relativo estático, apoyado con no menos de tres puntos geodésicos de orden “0” a nivel nacional, que estén separados equidistantemente, a una distancia no mayor de 500 Km al punto geodésico que se quiere instalar, con un intervalo de registro no mayor a 15 segundos, considerando el tiempo continuo mínimo en el cambio de un ciclo de la luna (7 días), con una elevación de la máscara no mayor a diez (10) grados sobre el horizonte y con el rastreo permanente no menor de 4 satélites.

c. Puntos geodésicos de orden “B”

Para la toma de datos de todos los puntos geodésicos de orden “B”, se utilizará el método relativo estático, apoyado con no menos de tres puntos geodésicos de orden “0” ó tres puntos geodésicos de orden “A” ó tres puntos geodésicos de orden “B” a nivel nacional, que estén separados equidistantemente, a una distancia no mayor de 250 Km al punto geodésico que se quiere instalar, con un intervalo de registro no mayor a 5 segundos, considerando el tiempo continuo mínimo en el cambio de dos séptimos de ciclo

de la luna (2 días), con una elevación de la máscara no mayor a diez (10) grados sobre el horizonte y con el rastreo permanente no menor de 4 satélites.

d. Puntos geodésicos de orden “C”

Para la toma de datos de todos los puntos geodésicos de orden “C”, se utilizará el método relativo estático, estos se obtendrán con apoyo de por lo menos un punto geodésico, ya sea de orden “0”, orden “A” u orden “B” a nivel nacional, que estén separados equidistantemente, a una distancia no mayor de 100 Km al punto geodésico que se quiere establecer, considerando el tiempo continuo de observación no menor a 900 registros o épocas (de coincidencia con la base), a no menor de un (1) segundo ni mayor de cinco (5) segundos de sincronización (con la base), con una elevación de la máscara no mayor a quince (15) grados sobre el horizonte y con el rastreo permanente no menor de 4 satélites.

e. Puntos de apoyo (PFCH)

Para la toma de datos de todos los puntos geodésicos de apoyo (PFCH), podrán obtenerse por técnicas diferenciales del Sistema Satelital de Navegación Global anteriormente descritas, estos se obtendrán con apoyo mínimo de un (1) punto geodésico de orden “0”, ó un (1) punto geodésico de orden “A” ó un (1) punto geodésico de orden “B” a nivel nacional, que estén separados equidistantemente, a una distancia no mayor de 100 Km al punto geodésico que se quiere apoyar. Considerando el tiempo de observación igual que los puntos geodésicos de orden “C”.

2.8 PRESA

Una presa puede definirse como una barrera o una estructura colocada cruzando un curso de agua o de un río para retener el agua y así controlar el caudal. Las presas

varían de tamaño, pudiendo ser un pequeño terraplén de tierra, a menudo para el uso de una granja, y otras pueden llegar a ser altas estructuras macizas de hormigón que sirven generalmente para el abastecimiento de agua, la energía hidroeléctrica y el riego (Berga, Wals, & De Vivo, 2007) .

2.8.1 Movimiento de tierra

Se denomina movimiento de tierras al conjunto de operaciones que se realizan con los terrenos naturales, a fin de modificar las formas de la naturaleza o de aportar materiales útiles en obras públicas, minería o industria. (Soden, 2017)

Las operaciones del movimiento de tierras en el caso más general son:

- Excavación o arranque.
- Carga.
- Acarreo.
- Descarga.
- Extendido.
- Humectación o desecación. Compactación.
- Servicios auxiliares (refinos, saneos, etc.).

2.8.2 Capa superficial del suelo

2.8.2.1 Definición

Para el propósito de esta especificación, el término "capa superficial del suelo" se referirá a la capa superior de material de tierra que soporta, o es capaz de soportar la vegetación. (Soden, 2017).

El Representante de la Dirección puede clasificar algunos materiales como tierra vegetal a pesar de que no contiene hierba evidente, raíces, humus u otro material orgánico, sin distinción de si contiene roca, grava o material similar. (Soden, 2017).

2.8.2.2 Desbroce de la capa superficial del suelo

A menos que se especifique o se indique lo contrario por el Representante de la Dirección, despojamiento de tierra vegetal de los taludes de los estribos no procederá a una profundidad superior a 500 mm. (Soden, 2017).

2.8.2.3 Eliminación de capa superficial del suelo

Una vez desbrozado, la tierra vegetal deberá ser clasificada como "Desecho" y eliminarse de acuerdo con los requisitos de la **Cláusula -2.8.3**. (Soden, 2017).

2.8.3 Material inadecuado

2.8.3.1 Definición

A los efectos de esta especificación, el Representante de la Dirección tendrá el poder para clasificar el material (que no sea tierra vegetal o sobrecarga), que sea excavado o tomado de los acopios como no aptos para su incorporación en cualquier parte particular de las Obras. Dicho material, denominado "Material Inadecuado", deberá ser transportado a las áreas designadas de desecho; tomado para su uso en otra parte en particular de las

Obras, o almacenado para su uso posterior, como puede lo dirija el Representante de la Dirección. (Soden, 2017)

En general, las zonas de escombros estarán dentro de 1000 metros de la zona de obras, según lo indicado por el Representante de la Dirección. Ningún desecho será eliminado en áreas adicionales sin el consentimiento por escrito del Representante de la Dirección. (Soden, 2017)

2.8.3.2 Preparación de zonas de desecho

Áreas propuestas para ser utilizados como áreas de escombros se nivelarán de manera que se elimine la vegetación y la zona sea generalmente uniforme y plana. Bermas de seguridad de pueden ser dejadas en su lugar para su posterior incorporación en el área de desecho. (Soden, 2017)

2.8.3.3 Colocación de desechos

Material que ha de desecharse dentro de las áreas de desechos deberá ser distribuido en capas uniformes no superiores a 1,5m de espesor y de una manera tal que las áreas de escombros permanezcan drenando libremente. La compactación se compondrá de capas por rodadura con una tractor equivalente a la Caterpillar D8. La superficie de acopio de desechos será cubierta con al menos dos pasadas del equipo. (Soden, 2017)

2.8.4 Preparación de la fundación

2.8.4.1 General

La fundación para la presa de relaves puede ser dividida en dos tipos distintos (Soden, 2017)

- Fundación para materiales de relleno en terraplén y,
- Fundación para concreto de plinto.

Los requisitos de preparación específicos para cada una de estas regiones se discuten en las siguientes secciones.

2.8.5 Fundación del terraplén

Para los propósitos de definir los requisitos para la preparación de fundación de terraplén, la fundación del terraplén se ha subdividido en cuatro tipos distintos de preparación: A, B, C y D. (Soden, 2017)

2.8.5.1 Fundación tipo A

La fundación del terraplén se preparará mediante la remoción de todo el suelo superficial, material orgánico, arcilla, suelo residual (RS), rocas extremadamente y altamente degradadas (EW / HW) u otra materia nociva, para exponer la roca con una clasificación máxima de moderadamente alterada (MW).

2.8.5.2 Fundación tipo B

La fundación del terraplén se preparará mediante la remoción de todo el suelo superficial, material orgánico, arcilla, tierra residual (RS), roca extremadamente erosionada (EW) u otra materia perjudicial, para exponer la roca con una clasificación máxima de intemperismo de altamente alterado (HW).

2.8.5.3 Fundación tipo C

La preparación de la fundación de tipo C será idéntica al tipo B, excepto que las regiones aprobadas de la fundación de tipo C deberán estar cubiertas con una capa mínima de 1,0 m de espesor de material de relleno de la zona 1D.

2.8.5.4 Fundación tipo D

La preparación de la fundación de tipo D será idéntica al tipo A, con la excepción de que las regiones aprobadas de la fundación de tipo D se cubrirán con una capa mínima de 2,0 m de material de relleno de la zona 1D.

2.8.6 Materiales de terraplén

2.8.6.1 General

La construcción del terraplén TSF de Las Bambas involucra la colocación y compactación de 5 zonas de material de relleno granular, y la construcción de un revestimiento de geocompuesto aguas arriba apoyado sobre el sardinelado de concreto extruido. El material de relleno de roca del terraplén se obtendrá principalmente de la voladura del material excedente de la mina en el tajo abierto Ferrobamba. (Soden, 2017)

2.8.6.2 Zona 1B – soporte del sardinel

La zona 1B provee la zona de soporte para la construcción de los sardineles de concreto aguas arriba.

El material de la Zona 1B deberá ajustarse a los límites de gradación especificados en la Tabla 4, cuando sea ensayado de acuerdo con la ASTM D422. (Soden, 2017)

Tabla 4: Especificación de gradación del relleno de roca de la zona 1B

Abertura de Tamiz	Limite Fino	Limite Grueso
100		100
25	100	60
4.75	60	-
0.3	-	0
0.075	7	

FUENTE: Soden, (2017)

La zona 1B deberá estar visualmente libre de materia orgánica, y el índice de plasticidad (IP) de la fracción de finos (cuando se mida de acuerdo con la ASTM D4318-e1) no deberá ser mayor a 4.

2.8.6.3 Zona 1B

El material de la Zona 1B se colocará en una zona de 3.5 m de ancho aguas abajo de los sardineles de concreto poroso. El material se colocará de forma tal que evite la segregación de las partículas a satisfacción del Representante de la Dirección. (Soden, 2017)

La zona 1B se colocará después de que se haya realizado el primer conjunto de la capa precedente de sardinel de concreto, y después de colocar las tiras de anclaje. El espesor de capa no compactada de cada capa de relleno de roca de la Zona 1B no será mayor a 400 mm y deberá compactarse con un mínimo de 4 pasadas de un rodillo de tambor liso vibratorio de no menos de 10 toneladas de masa estática de tambor. Cada capa de relleno de roca sólo se colocará después de que se haya colocado el sardinado de concreto. Para evitar daños de un rodillo de gran masa al sector de sardinel colocado previamente, los primeros 0.5 m de la Zona 1B, situados inmediatamente detrás del sardinel, pueden ser compactados alternativamente mediante 10 pasadas de un rodillo de tambor liso vibratorio de 1 tonelada. (Soden, 2017)

2.8.6.4 Zona 1D

El relleno de roca de la Zona 1D se colocará en capas no compactadas de 1.0 m de espesor. No se requiere compactación para las capas de material de la Zona 1D. (Soden, 2017)

2.8.6.5 Zona 2A

La Zona 2A se colocará en capas que no excedan de 400 mm de espesor suelto, en una franja de 10 m de ancho, inmediatamente aguas abajo del relleno de roca de la Zona 1B, y se compactará con 6 pasadas de un rodillo de tambor liso vibratorio de mínimo 10 toneladas (masa del tambor). (Soden, 2017)

2.8.6.6 Zona 2AF

La Zona 2Af se colocará en una capa no compactada de 1.0 m de espesor sobre la parte superior de las áreas de fundación que hayan sido aprobadas por el Representante de la Dirección. No se requiere compactación para el material de la Zona 2Af. La Zona 2Af debe colocarse dentro de las 24 horas de que el Representante de la Dirección apruebe cualquier área en particular. (Soden, 2017)

2.8.6.7 Zona 2

El relleno de roca de la Zona 2 se colocará en capas sin compactar que no excedan de 1.6 m de espesor y se compactará con 8 pasadas de un rodillo de tambor liso vibratorio con una masa estática de tambor mínima de 19 toneladas. Esta especificación del método para la compactación deberá ser confirmada mediante la realización de ensayos de compactación controlada bajo la supervisión del Representante de la Dirección. (Soden, 2017)

Si la fuente del material de relleno de roca cambia de calidad o tipo, el Representante de la Dirección puede solicitar ensayos de compactación adicionales para determinar si el método de compactación necesita ser cambiado para adaptarse a las variaciones del tipo de material. (Soden, 2017)

2.8.7 Construcción de sardineles de concreto poroso

2.8.7.1 General

El Terraplén deberá tener un sistema de sellado de geocompuesto (GSS) instalado en la cara aguas arriba. Esto proporcionará el elemento de retención de agua del terraplén. El suministro e instalación del GSS no forman parte de este Contrato; sin embargo, la construcción de la capa base de apoyo para el GSS se llevará a cabo como parte de las Obras aquí descritas. (Soden, 2017)

2.8.7.2 Especificación del concreto poroso

Los sardineles extruidos que forman la capa base para la capa de soporte para el GSS deberán estar contruidos de concreto poroso. Las propiedades de mezcla del concreto poroso serán las siguientes, a menos que el Representante de la Dirección apruebe algo distinto: (Soden, 2017)

- 20 mm Agregado Triturado 1,100 kg/m³
- Arena 1,100 kg/m³
- Cemento (Typo GP) 65 – 70 kg/m³
- Relación Agua: Cemento 2:1 w/w
- Slump Máximo 22 mm

2.8.7.3 Dimensiones

Los sardineles tendrán una forma trapezoidal, como se muestra en los Planos. Las dimensiones serán de 150 mm de espesor mínimo en el lado superior, 860 mm de ancho

en la base. La altura del sardinel será de 400 mm. La inclinación de la cara aguas arriba será de 1.7: 1 (horizontal: vertical). (Soden, 2017)

2.8.7.4 Tolerancias de instalación

Los sardineles se colocarán paralelos al eje longitudinal del terraplén con las siguientes desviaciones máximas: (Soden, 2017)

- Tolerancia Horizontal = ± 30 mm sobre una longitud 10 m
- Tolerancia Vertical = ± 10 mm sobre una longitud 10 m

El borde inferior de aguas arriba de cada sardinel se ajustará al borde superior de aguas arriba del sardinel subyacente. El máximo desfase admisible será de 5 mm. No se permitirán las protuberancias.

La colocación y compactación del material de relleno de la Zona 1B deberá ocurrir no menos de 2 horas después de que el sardinel haya sido extruido.

2.8.8 Construcción de terraplén

2.8.8.1 Tolerancias de construcción

El terraplén y los drenes de la fundación se construirán conforme a las líneas, niveles, pendientes, dimensiones y detalles mostrados en los Dibujos. El trabajo terminado deberá cumplir con las tolerancias establecidas en la Tabla 6.1.

Las tolerancias especificadas sólo tienen el propósito de determinar la aceptabilidad o no del trabajo terminado. Significarán que, si se chequea una dimensión en una ubicación determinada, el trabajo es aceptable siempre que la dimensión se aparte de la mostrada en los Planos en una cantidad no mayor a la mostrada en la Tabla 6.1.

La colocación de las zonas de relleno de roca deberá ajustarse a las tolerancias especificadas en esta sección del documento, o según lo aprobado por el Representante de la Dirección.

Las tolerancias en las pendientes suponen que ellas están especificadas en el formato 1 vertical a X horizontal. La tolerancia será aplicable a X.

Tabla 5: Tolerancias de construcción

Estructura	Ítem	Tolerancia
Terraplenes	Nivel de Cresta del Terraplén:	+ 300 mm, - 0 mm
	Pendientes:	+ o - 1% de la especificada
	- Aguas arriba	+ o - 1% de la especificada
	- Aguas abajo	o - 200 mm
	Ancho de la Cresta:	
Zonas del Terraplén (ancho)	Zona 1B Zona	+ 500 mm, - 0 mm
	2A: Zona 2:	+ 500 mm, - 0 mm
		+ o - 500 mm
Zonas del Terraplén (espesor de la capa)	Todas las Zonas del terraplén	+ o - 10% del espesor de la capa
Dren de Fundación	Ancho de la Base:	+ o - 200 mm
	Espesor Especificado:	+ 200 mm, - 0 mm
Excavaciones	Pendientes laterales: Ancho de la Base:	+ o - 2% de la especificada + 200 mm, - 0 mm
Obras de concreto	Dimensiones Externas:	+ o - 25 mm
	Espaciamiento de los refuerzos y espesor del recubrimiento:	+ o - 10 mm

FUENTE: Soden,(2017)

2.8.8.2 Altura Diferencial de Zona

Durante la construcción del terraplén, todas las zonas de material se mantendrán en una condición horizontal, tanto longitudinalmente como lateralmente. En todo

momento, los límites verticales diferenciales entre las distintas zonas se ajustarán a los requisitos de la Tabla 6.2, a menos que el Representante de la Dirección lo apruebe de otra manera.

Si durante el curso de la construcción se desarrollan alturas diferenciales (según lo permitido por el Representante de la Dirección) que exceden los límites establecidos en la Tabla 6.2, se deberá tener el debido cuidado para evitar el derrame del material de las capas de relleno superiores sobre el talud intermedio.

Tabla 6: Límites verticales diferenciales

Zona	Diferencia Vertical Respecto a la Zona Adyacente Aguas Abajo	
	Mínima (mm)	Máxima (mm)
1B	0	0.4 m
2A	0	0.4 m
2	0	1.6 m

Fuente: (Soden, 2017)

2.9 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Con relación al presente trabajo de investigación, existen algunos estudios que guardan cierta relación con la aplicación de GPS Diferencial, Control Vertical, topografía plana; por consiguiente, nos basaremos de las siguientes informaciones:

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 ésta variación puede o no ser significativa dependiendo del tipo de trabajo que se vaya a realizar.

En la tesis **“control automatizado en la construcción del starter dam en sociedad minera cerro verde s.a.a. utilizando el sistema de posicionamiento global GPS”**, ejecutado por Lazo Damián, Bernabé Alcides, en la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalúrgica, Escuela Profesional de Ingeniería de Minas en el año 2006. Llega a una conclusión que, brindando grandes ventajas como la reducción de mano de obra, minimización de costos, optimización de los equipos de la producción y una mejor interrelación entre el personal de la operación y sistemas que permiten monitorear permanentemente todos los eventos de estos equipos.

Así, el equipo principal de la mina está bajo un sistema de ubicación GPS que permite la eliminación de una serie de trabajos topográficos. Por otro lado, se obtiene generación automática de los reportes, una visión histórica y actual del equipo y la distribución adecuada del mismo; ello a su vez genera un incremento en la productividad, reducción de costos y una mayor flexibilidad en la supervisión de las operaciones de

minado. A pesar de que se utilice un sistema de posicionamiento satelital combinado GPS con GLONASS, siempre es recomendable que la estación base se encuentre en una zona alta y de la mayor cobertura de satélites. Normalmente, se instala la estación base y la torre con su repetidora en un mismo sitio, contando con todo un sistema de aterramiento bajo la eventualidad de producción de rayos que puedan afectar el sistema. Asimismo, se cuenta con un sistema de respaldo total (backup) para la energía, el receptor de la estación base y la antena repetidora.

En la tesis **“modelo geoidal con receptores GNSS en método cinemático y nivelación geométrica para la estimación de alturas ortométricas en la ciudad universitaria una - puno”** ejecutado por Luis Acero Velo, Juan Carlos Serruto Flores en la Universidad Nacional del Altiplano Puno, Facultad de Ciencias Agrarias, Escuela Profesional de Ingeniería Topográfica y Agrimensura en el año 2018. Llega a la siguiente conclusión que la nivelación geométrica y GNSS, que presenta las ondulaciones geoidales con intervalo que varían desde 45.65 m hasta 45.92 m, de acuerdo de tabla 20 y tabla 21 que los parámetros para estimar dicha ondulación geoidal local con una desviación estándar de ± 0.0056 m. por otro lado la metodología desarrollada GNSS/Nivelación, la nivelación geométrica tiene una precisión lograda a través de una compensación de mínimos cuadrados siendo la desviación estándar de 0.00010233 m, los datos de receptores GNSS en modo cinemático RTK tiene una precisión máxima 0.00077 m y mínima 0.00011m que estima la teoría de probabilidades realizando descartes con la campana de gauss.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. EQUIPOS Y MATERIALES

3.1.1 Equipos

- Receptor GNSS GR-5 Topcon Base
- Receptor GNSS RR-5 Topcon Móvil
- Estación Total S6-2" Trimble
- Base nivelante
- Nivel Pentax 320

3.1.2 Materiales

Materiales para puntos de control de poligonal

- Agregados
- Cemento
- Agua
- Pintura
- Pernos de 3"

3.1.3 Herramientas informáticas

- Trimble Business Center v3.50
- Autodesk Civil 3D 2018
- 3D office 2015

- Microsoft Excel 2016
- Microsoft Word 2016
- Microsurvey Starnet v8
- SPSS v25

3.2 DESARROLLO METODOLÓGICO

3.2.1 Método de la investigación

- **Diseño de la investigación**

El diseño de la investigación es observable – Transversal.

- **Tipo de investigación**

El tipo de investigación Descriptiva - Cuantitativa, por utilizarse un conocimiento pre existente.

- **Ámbito de estudio**

El área de estudio se encuentra dentro del proyecto minero Las Bambas, perteneciente a la región Apurímac, provincias Cotabambas - Grau, distrito Challhuahuacho, Tambobamba y Coyllurqui, coordenadas UTM 790,818.5080E - 8°439,764.2070S y 790,878.8240E – 8°439,729.2660S, a una altitud que varía entre los 3800 y 4600 m.s.n.m. aproximadamente 75 km al suroeste de la ciudad de Cusco, a 212 km por la ruta Cuzco – Ccapacmarca – Mara – Challhuahuacho, Las Bambas es un yacimiento minero que produce concentrado de cobre y molibdeno.

Condiciones del lugar:

- Temperatura máxima: 15°C.
- Temperatura mínima: -5°C.
- Humedad relativa del aire: 51/83/68 % durante el año.
- Zona sismicidad Zona 3: $Z=0.35$
- Velocidad del viento 90km/h
- Carga de granizo o nieve 40kgf/m².

En el ámbito de estudio se estableció y georreferenció cinco (05) Puntos de control Auxiliar, tomando como bases a los puntos geodésicos enlazados a la Red Geodésica Nacional del Perú, APU06015, APU06016 Establecidos por el cliente MMG-las Bambas.

En la Georreferenciación geodésica horizontal y vertical, se ha referido al Marco de Referencia Terrestre Internacional 1994 (ITRF94) del Servicio Internacional de Rotación de la Tierra (IERS) con datos de la época 1995.4, que es el nuevo Sistema Geodésico de Referencia oficial para Perú.

Las coordenadas de punto base UTM-WGS84 ZONA 18 Sur, son: APU06015, Este 792430.7230, Norte 84441104.8540 altitud elipsoidal 4333.2530 y APU06016, Este 788209.0840, Norte 8444644.2460, altitud elipsoidal 4573.175.

3.2.2 Población y muestra de estudio

3.2.2.1 Población

La población está sujeta a los datos tomados en el replanteo y levantamiento de puntos topográficos en el proceso constructivo de la presa de relaves - las Bambas a partir de las coordenadas planas o locales establecidas para el área de estudio.

3.2.2.2 Muestra

La muestra está conformada por 21 puntos que fueron replanteados y a su vez levantados con estación total Trimble S6 y GPS diferencial Topcon GR-5 en modo RTK para cuantificar las precisiones y rendimientos en el tiempo y costos en el proceso de la construcción de la presa de relaves – las Bambas.

3.2.3 Procedimiento de la investigación

3.2.3.1 Metodología para el primer objetivo

- **Recopilación de información;** La empresa T&S Servicios de Ingeniería S.A.C. solicitó los puntos geodésicos APU06015 y APU06016 al cliente (MMG-LAS BAMBAS), a fin de materializar y colocar los primeros 2 puntos de línea base, los cuales son: RP1D y TSDH2 a partir de los puntos preestablecidos APU06015 y APU06016.
- **Planeamiento;** en esta etapa se estableció las condiciones geométricas, técnicas, económicas y de factibilidad que permiten la elaboración de la poligonal, la pre evaluación técnica, económica, disponibilidad de equipos, materiales y personal; de mismo modo se realizó una inspección visual de todo el terreno, a través de un reconocimiento en vehículo motorizado (camioneta), esto nos sirvió en la

planificación del trabajo, permitiéndonos ubicar de esta manera estratégicamente los lugares para la monumentación de los puntos de control.

- **Reconocimiento;** en esta etapa, se ubicó las zonas adecuadas para la monumentación de hitos de concreto in situ. En la cual se logró identificar cinco (05) lugares suficientemente adecuados, donde se monumentaron los hitos de concreto como base de estación de 1.20 m. de altura, con sus respectivos códigos, los que sirvieron como Puntos de control que servirán para el posterior levantamiento topográfico y/o replanteo en el proceso constructivo de la presa de relaves en la minera las Bambas.



Figura 12: Monumentación del puntos de control.

FUENTE: elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.1.1 Trabajos específicos que se desarrollaron fueron

Primero: Se ha solicitado las coordenadas topográficas establecidas por T&S servicios de ingeniería S.A.C.

Tabla 7: Coordenadas locales

Estación	NORTE	ESTE
TSDH2	8441474.6240	790700.5620
RP1D	8439525.2220	789830.4900

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo.

Segundo: A partir de los 2 puntos establecidos por la empresa T&S Servicios de Ingeniería S.A.C. Se procedió a realizar la poligonal cerrada con estación total (Trimble S6DR2”) que consta de 5 vértices.

Tercero: Antes de iniciar con el uso de la estación total Trimble S6 DR 2”, se ha tomado en cuenta la configuración inicial del equipo, como el tiempo, precisión atmosférica y ppm.

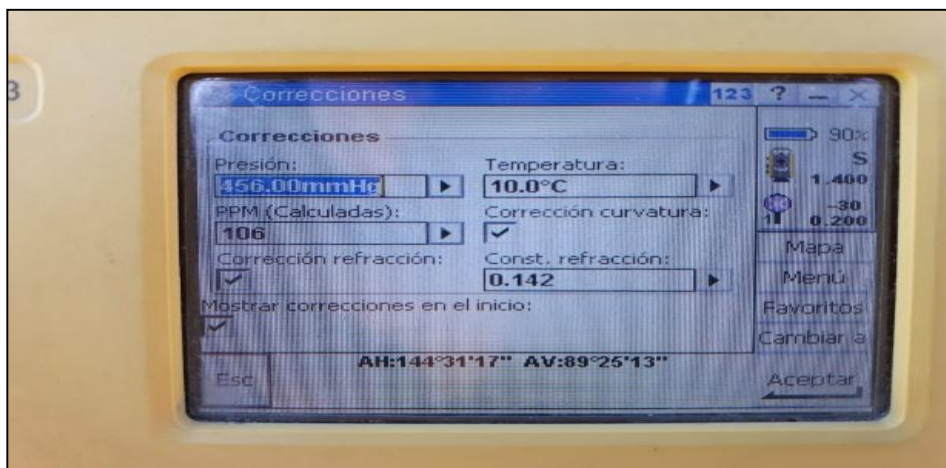


Figura 13: Parámetros de configuración de la estación total.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo.



Figura 14: Lectura de ángulos con Estación Total Trimble S6

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Cuarto, se ha estacionado la estación total (Trimble S6DR2”) en el Punto TSDH2 tomando como vista atrás al punto RP1D a PS21 obteniendo la siguiente información:
Angulo horizontal = $68^{\circ}49'28.34''$ y una distancia horizontal de 1026.361 m.

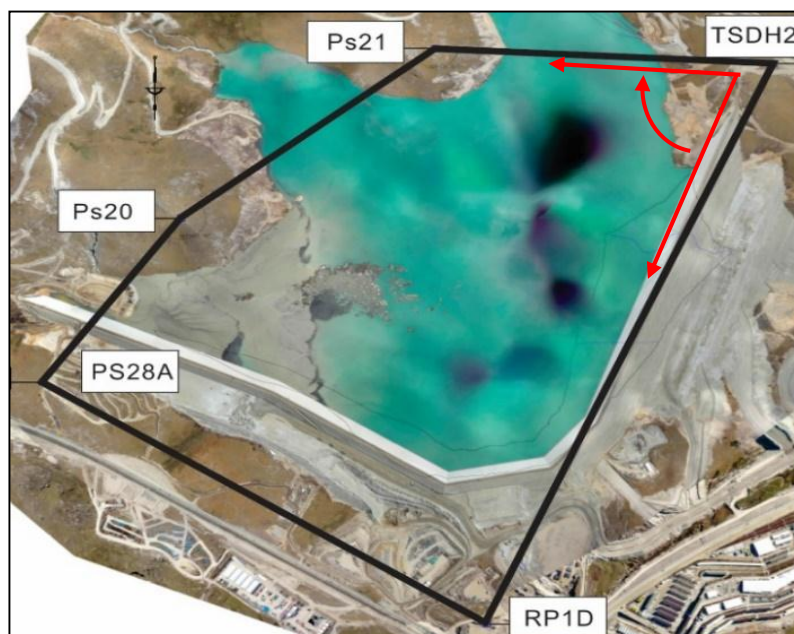


Figura 15: Lectura de ángulo en el punto TSDH2

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Quinto, se ha estacionado la estación total (Trimble S6DR2”) en el Punto PS21 tomando como vista atrás al punto TSDH2 a PS20 obteniendo la siguiente información:
 Angulo horizontal = $139^{\circ}41'20.83''$ y una distancia horizontal de 970.651 m.

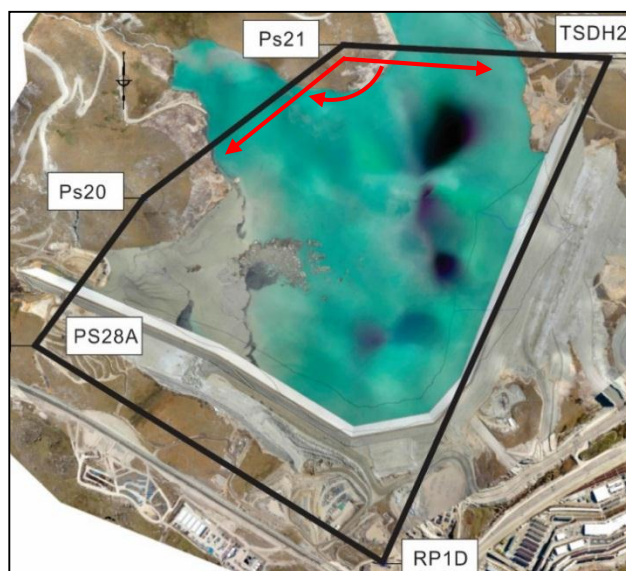


Figura 16: Lectura de ángulo en el punto PS21

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Sexto, se ha estacionado la estación total (Trimble S6DR2”) en el Punto PS20 tomando como vista atrás al punto PS21 a PS28A obteniendo la siguiente información:
 Angulo horizontal = $163^{\circ}40'7.87''$ y una distancia horizontal de 709.087 m.

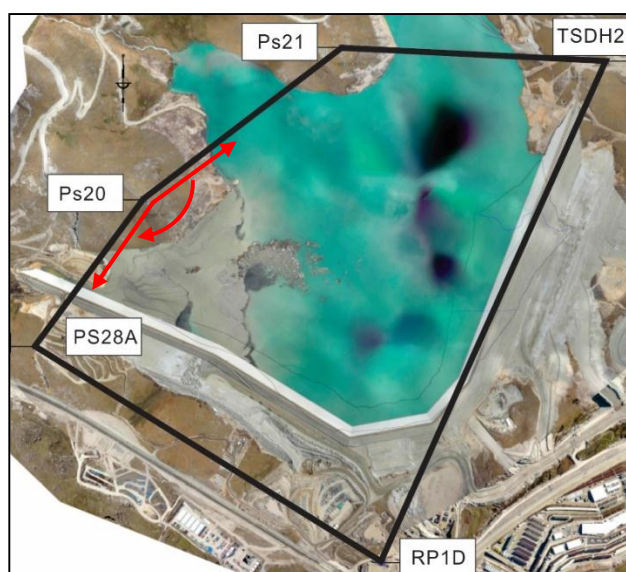


Figura 17: Lectura de ángulo en el punto PS20

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Séptimo, se ha estacionado la estación total (Trimble S6DR2”) en el Punto PS28A tomando como vista atrás al punto PS20 a RP1D obteniendo la siguiente información:
Angulo horizontal = $85^{\circ}43'21.05''$ y una distancia horizontal de 1585.143 m.

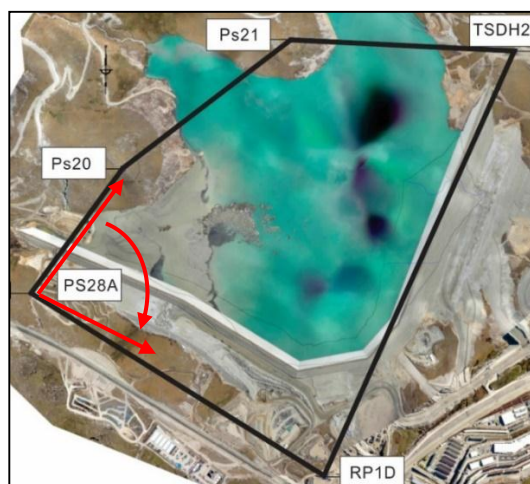


Figura 18: Lectura de ángulo en el punto PS28A

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Octavo, se ha estacionado la estación total (Trimble S6DR2”) en el Punto RP1D tomando como vista atrás al punto PS28A a TSDH2 obteniendo la siguiente información:
Angulo horizontal = $82^{\circ}05'42.36''$ y una distancia horizontal de 2134.758 m.

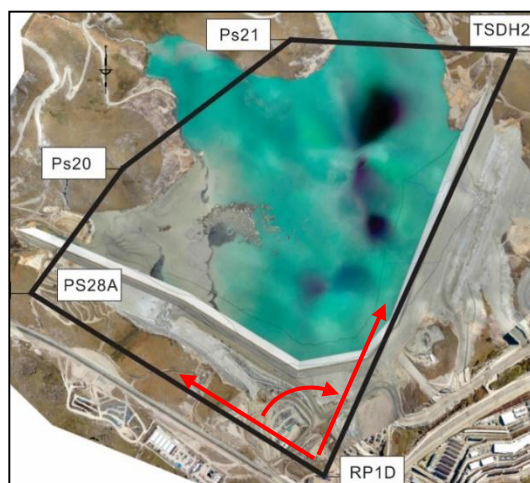


Figura 19: Lectura de ángulo en el punto RP1D

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Noveno: Ajuste de coordenadas topográficas en gabinete en el software Star*Net-Pro En el ajuste de redes se utilizó factor de escala 1, coeficiente de Refracción Predeterminado 0.070000, Radio Terrestre 6372000.00 Metros, en el proceso de ajuste es por mínimos cuadrados llegando a 2 iteraciones de los cuales llegamos a lo siguiente:

Resumen de observaciones de entrada no ajustadas

Número de Estaciones Ingresadas (m) = 2

Número de Angulo Observaciones (dms) = 5

Número de Distancia Observaciones (m) = 5

Resumen Estadístico del Ajuste

Iteraciones = 2

Número de Estaciones = 5

Número de Observaciones = 10

Número de Incógnitas = 6

Número de Observaciones Redundante = 4

Procesamiento:

Micro Survey STAR*NET-PRO Versión 8,1,2,990

Resumen de Archivos Usados y Parámetros de Opción

Carpeta de Proyecto y Archivos de Datos

Nombre Proyecto POLIGONAL MINERA LAS BAMBAS

Carpeta Proyecto D:\TESIS

Archivos Datos 1. POLIGONAL MINERA LAS BAMBAS.dat

Parámetros de opción de proyecto

Modo de Ejecución STAR*NET : Ajuste con Propagación de Error

Tipo de Ajuste : 2D

Unidades de Proyecto : Metros; DMS

Sistema de Coordenadas : LOCAL

Elevación de Proyecto Predeterminada : 0.0000 Metros

Aplicar Factor de Escala Promedio : 1.0000000000

Orden de Coordenadas Entrada/Salida : Norte-Este

Orden de Dato Angular en Estación : En-Desde-A

Tipo de Datos Distancia/Vertical : Dist Hor/DE

Límite de Conv; Iteraciones Máx : 0.001000; 10

Coef de Refracción Predeterminado : 0.070000

Radio Terrestre : 6372000.00 Metros

Archivo de Coordenadas : Si

Archivo de Coordenadas Escala Terreno : No

Archivo de Volcado : No

Configuración de error estándar de instrumento

Instrumento Predeterminado de Proyecto

Distancias (Constante)	:	0.002000 Metros
Distancias (PPM)	:	2.000000
Ángulos	:	2.000000 Segundos
Direcciones	:	2.000000 Segundos
Azimuts & Rumbos	:	2.000000 Segundos
Error de Centrado de Instrumento	:	0.000000 Metros
Error de Centrado de Prisma	:	0.000000 Metros

Iteraciones de solución de ajuste

Iteración # 1

Tabla 8: Cambios desde la última iteración (metros)

Estación	dN	dE
TSDH2	0.000000	0.000000
RP1D	-0.000000	-0.000000
TPS21	0.014055	0.000335
TPS20	0.027069	-0.008494
PS28A	0.031738	-0.013193

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Sigma Anterior	:	38.366593
Sigma Actual	:	4.537414
Prueba de Convergencia	:	33.829180

Iteración # 2

Tabla 9: Cambios desde la última iteración (metros)

Estación	dN	dE
TSDH2	0.000000	0.000000
RP1D	-0.000000	-0.000000
TPS21	0.000000	0.000000
TPS20	0.000000	0.000000
PS28A	0.000000	0.000000

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Sigma Anterior	:	4.537414
Sigma Actual	:	4.537414
Prueba de Convergencia	:	0.000000

Resumen de observaciones de entrada no ajustadas**Tabla 10.** Número de estaciones ingresadas (metros) = 2

Fijo Estaciones	N	E	Descripción
TSDH2	8441474.6240	790700.5620	
RP1D	8439525.2220	789830.4900	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 11. Número de observaciones de ángulo (DMS) = 5

En	De	A	Angulo	ErrStd
TSDH2	RP1D	TPS21	68°49'28.34"	2.00
TPS21	TSDH2	TPS20	139°41'20.83"	2.00
TPS20	TPS21	PS28A	163°40'07.87"	2.00
PS28A	TPS20	RP1D	85°43'21.05"	2.00
RP1D	PS28A	TSDH2	82°05'42.36"	2.00

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 12. Número de observaciones de distancia (metros) = 5

De	A	Distancia	ErrStd
TSDH2	TPS21	1026.361000	0.004053
TPS21	TPS20	970.651000	0.003941
TPS20	PS28A	709.087000	0.003418
PS28A	RP1D	1585.143000	0.005170
RP1D	TSDH2	2134.758000	0.006270

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Resumen Estadístico del Ajuste

Iteraciones = 2

Número de Estaciones = 5

Número de Observaciones = 10

Número de Incógnitas = 6

Número de Obs Redundante = 4

Tabla 13: Resumen estadístico del ajuste

Observación	Conteo	Suma ResStd	Cuadrados de Error	Factor
Ángulos	5	4.234	1.455	
Distancias	5	0.304	0.390	
Total	10	4.537	1.065	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La Prueba Chi-Cuadrado en Nivel 5.00% Pasó Límites Bajo/Alto (0.348/1.669)

Información de estación ajustada**Tabla 14:** Cambios de coordenadas de las provisionales ingresadas (Metros)

Estación	dN	dE
TSDH2	-0.000000	-0.000000
RP1D	-0.000000	-0.000000

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 15: Coordenadas ajustadas (metros)

Estación	N	E
TSDH2	8441474.6240	790700.5620
RP1D	8439525.2220	789830.4900
TPS21	8441526.1544	789675.4950
TPS20	8440936.1624	788904.7368
PS28A	8440364.2183	788485.5896

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Observaciones ajustadas y residuales**Tabla 16:** Observaciones de ángulo ajustadas (DMS)

En	De	A	Angulo	Residual	ErrStd	ResStd
TSDH2	RP1D	PS21	68°49'31.16"	0°00'02.87"	2.00	1.4
PS21	TSDH2	PS20	139°41'21.34"	0°00'00.21"	2.00	0.3
PS20	PS21	PS28A	163°40'06.44"	-0°00'01.43"	2.00	0.7
PS28A	PS20	RP1D	85°43'18.48"	-0°00'02.57"	2.00	1.3
RP1D	PS28A	TSDH2	82°05'42.57"	0°00'00.21"	2.00	0.1

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 17: Observaciones de distancia ajustadas (metros)

De	A	Distancia	Residual	ErrStd	ResStd
TSDH2	PS21	1026.361371	0.000371	0.004053	0.1
PS21	PS20	970.650100	0.000900	0.003941	0.2
PS20	PS28A	709.086011	0.000989	0.003418	0.3
PS28A	RP1D	1585.140962	0.002038	0.005170	0.4
RP1D	TSDH2	2134.758404	0.000404	0.006270	0.1

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Ajustadas Rumbos (DMS) y Distancias Horizontales (Metros)**Tabla 18:** Confianza relativa de rumbo está en segundos

De	A	Rumbo	Distancia	95% Confianza Relativa		
				Rbo	Dist	PPM
PS20	TPS21	N 52°34'01.61" E	970.650100	2.43	0.009311	9.5924
PS20	PS28A	S 36°14'08.04" W	709.086011	2.95	0.008147	11.4888
TPS21	TSDH2	S 87°07'19.74" E	1026.361371	2.74	0.009644	9.3962
PS28A	RP1D	S 58°02'33.48" E	1585.140962	2.20	0.012202	7.6979
RP1D	TSDH2	N 24°03'09.10" E	2134.758404	0.00	0.000000	0.0002

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Cierres de Poligonal de Observaciones No Ajustadas

(Inicio y Final sobre Estaciones Ajustadas)

POLIGONAL 1

Error Angular = 0.45 Seg, 5 Ángulos, 0.09 Seg/Ángulo

Error Lineal = 0.0368 S, 0.0148 E

Precisión Horiz = 0.0397 Error en 6426.0000, 1:161928, 6.18 PPM

Tabla 19: Cierres de poligonal de observaciones no ajustadas

De	A	No Ajus Rumbo	Dist No Ajus
TSDH2	RP1D	S 24°03'09.10" W	AT
TSDH2	TPS21	N 87°07'22.65" W	1026.361000
TPS21	TPS20	S 52°33'58.09" W	970.651000
TPS20	PS28A	S 36°14'05.87" W	709.087000
PS28A	RP1D	S 58°02'33.17" E	1585.143000
RP1D	TSDH2	N 24°03'09.10" E	2134.758000

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Error propagación

Tabla 20: Coordenada de estación desviaciones estándar (metros)

Estación	N	E
TSDH2	0.000000	0.000000
RP1D	0.000000	0.000000
TPS21	0.005555	0.003975
TPS20	0.006626	0.004827
PS28A	0.007122	0.004663

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Coordenada de estación error elipses (metros)

Región de Confianza = 95%

Tabla 21: Coordenada de estación error elipses (metros)

Estación	Semi-Mayor	Semi-Menor	Acimut de
	Eje	Eje	Mayor Eje
TSDH2	0.000000	0.000000	0°00'
RP1D	0.000000	0.000000	0°00'
PS21	0.013734	0.009534	11°20'
PS20	0.016406	0.011552	12°16'
PS28A	0.017611	0.011138	10°32'

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Relativa Error Elipses (Metros)

Región de Confianza = 95%

Tabla 22: Relativa error elipses (metros)

Estaciones		Semi-Mayor	Semi-Menor	Acimut de
De	A	Eje	Eje	Mayor Eje
PS20	PS21	0.011493	0.009237	152°24'
PS20	PS28A	0.010274	0.007997	140°11'
PS21	TSDH2	0.013734	0.009534	11°20'
PS28A	RP1D	0.011493	0.011138	10°32'
RP1D	TSDH2	0.000000	0.000000	0°00'

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.1.2 Nivelación de los puntos de control en la poligonal

Para iniciar con los trabajos de nivelación se ha realizado la comprobación del equipo (Nivel Pentax 320) por medio de una nivelación interior entre 60 y 80 metros (en

caso ideal, el error se compensa) y nivelación exterior (en caso donde el error sea máximo), de tal manera el equipo cumpla con las especificaciones técnicas que indica, posterior a ello se ha iniciado con los trabajos de nivelación, por el método de nivelación diferencial o geométrica compuesta desde el medio.



Figura 20: Ingeniero Topógrafo realizando la nivelación diferencial

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

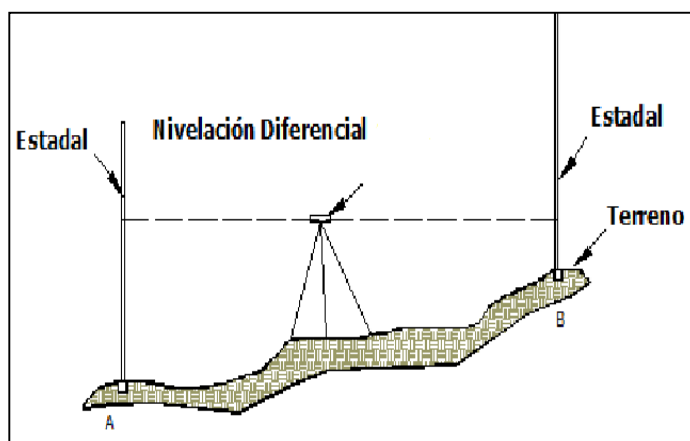


Figura 21: Método empleado (Nivelación Diferencial)

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 23: Cálculo de desniveles procesados en gabinete

PUNTO	DISTANCIA km	CALCULO DE DESNIVELES		
		DESNIVEL IDA	DESNIVEL VUELTA	DESNIVEL PROMEDIO
PS21				
PS20	2.114	9.980	-9.979	9.979
PS28A	1.463	-19.312	19.312	-19.312
RP1D	1.676	-12.940	12.940	-12.940
TSDH2	2.326	17.563	-17.565	17.564
PS21	1.976	-4.714	4.712	-4.713
TOTAL	9.554	-9.423	9.42	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Una vez obtenida los datos de nivelación de campo se ha realizado el ajuste de nivelación en el software Micro Survey STAR*NET-PRO

Carpeta de Proyecto y Archivos de Dato

Nombre Proyecto AJUSTE NIVELACIÓN LAS BAMBAS

Carpeta Proyecto D:\TESIS

Archivos Datos 1. AJUSTE NIVELACIÓN LAS BAMBAS.dat

Parámetros de Opción de Proyecto

Modo de Ejecución STAR*NET : Ajuste con Propagación de Error

Tipo de Ajuste : Nivelación

Unidades de Proyecto : Metros

Orden de Coordenadas Entrada/Salida : Este-Norte

Archivo de Coordenadas : Si

Configuración de error estándar de instrumento**Instrumento predeterminado de proyecto**

Niveles Diferenciales : 0.004000 Metros / Km

Resumen de observaciones de entrada no ajustadas**Tabla 24:** Número de estaciones ingresadas (metros) = 1

Fijo Estaciones	Elevación	Descripción
PS21	4088.081	BM1

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 25: Número de nivel diferencial de observaciones (metros) = 5

De	A	Diferencia en Elevación	error estándar	Longitud
PS21	PS20	9.979000	0.005816	2114
PS20	PS28A	-19.312000	0.004834	1463
PS28A	RP1D	-12.940000	0.005178	1676
RP1D	TSDH2	17.564000	0.006100	2326
PS21	TSDH2	-4.713000	0.005178	1976

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Resumen estadístico del ajuste

Número de Estaciones = 5

Número de Observaciones = 5

Número de Incógnitas = 4

Tabla 26: Número de observaciones redundantes = 1

Observación	Conteo	Suma Cuadrados de Residual Estandarizado	Error Factor
Datos de Nivel	5	0.108	0.329
Total	5	0.108	0.329

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La Prueba Chi-Cuadrado en Nivel 5.00% Pasó Límites Bajo/Alto (0.031/2.241)

Información de estación ajustada

Cambios de coordenadas de las provisionales ingresadas (metros)

Tabla 27: Información de estación ajustada

Estación	dZ
PS21	-0.000000

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 28: Elevaciones ajustadas y propagación de error (metros)

Estación	Elevación	Desviación Estándar	95%	Descripción
PS21	4088.081000	0.000000	0.000000	BM1
PS20	4098.059086	0.005109	0.010013	
PS28A	4078.746454	0.005926	0.011614	
RP1D	4065.805730	0.006029	0.011816	
TSDH2	4083.368724	0.004686	0.009185	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Observaciones ajustadas y residuales**Tabla 29:** Nivel diferencial de observaciones ajustadas (metros)

De	A	Diferencia en Elevación	Residual	error estándar	Residual Estandarizado
PS21	PS20	9.978086	-0.000914	0.005816	0.2
PS20	PS28A	-19.312632	-0.000632	0.004838	0.1
PS28A	RP1D	-12.940724	-0.000724	0.005178	0.1
RP1D	TSDH2	17.562995	-0.001005	0.006100	0.2
PS21	TSDH2	-4.712276	0.000724	0.005178	0.1

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Resultados:

Tabla 30: Resultado de cota nivelada ajustada

PUNTO	COTA NIVELADA
PS21	4088.081
PS20	4098.059
PS28A	4078.746
RP1D	4065.806
TSDH2	4083.369

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.1.3 Trabajos de campo - Obtención de coordenadas geodésicas (globales)

En trabajos de campo se ha tomado en cuenta las configuraciones iniciales del equipo TOPCON GR-5, también se ha considerado lo siguiente: La máscara de elevación debe estar entre los 10° a 15°, PDOP inferior a 2.5.

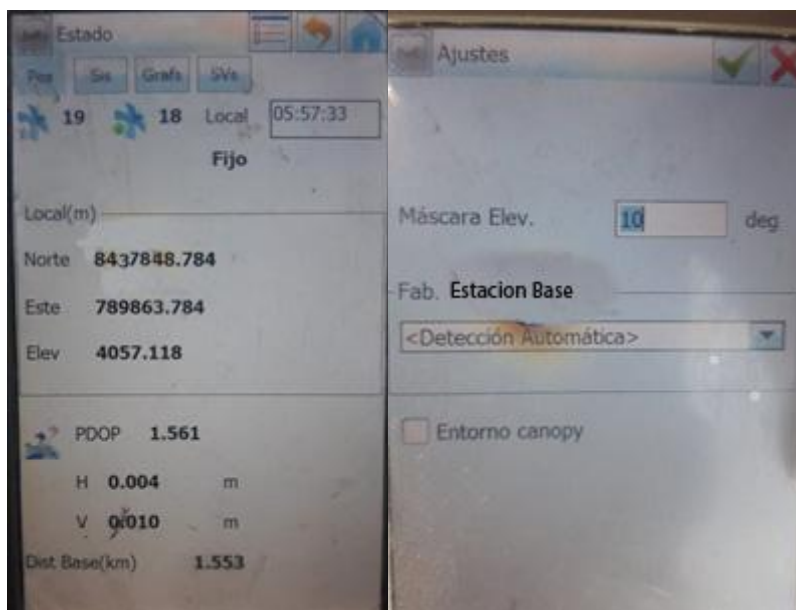


Figura 22: Configuración inicial de la colectora Topcon FC-500.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Primero: Sobre los monumentos (hitos), se procedió a estacionar un receptor geodésico Topcon modelo GR-5 (SERIE 1118-20609) como base en un lugar estratégico dentro del proyecto de presa de relaves las Bambas, en seguida se ha estacionado el receptor móvil Topcon modelo GR-5 (SERIE 1118-20611) sobre cada uno de los puntos de control para así obtener las coordenadas geodésicas.

Tabla 31: Receptores geodesicos GNNS

Nº	EQUIPOS / INSTRUMENTOS	MARCA	MODELO	Nº DE SERIE
1	Receptor GNSS	TOPCON	GR-5 MOVIL	1118-20611
2	Receptor GNSS	TOPCON	GR-5 BASE	1118-20609

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

A continuación, se muestra la tabla 32 fechas y duración de las observaciones satelitales:

Tabla 32: Fechas y duración de las observaciones satelitales en RTK

FECHA	CÓDIGO INTERNO	HORA DE INICIO	HORA FINAL	DURACIÓN (Hrs)
08/03/2017	PS20	08:15:47 a.m.	08:43:52 a.m.	00:23:05
08/03/2017	PS21	09:05:12 a.m.	09:30:22 a.m.	00:25:10
08/03/2017	PS28A	10:14:22 a.m.	10:43:17 a.m.	00:29:55
08/03/2017	RP1D	11:17:52 a.m.	11:47:12 p.m.	00:30:20
08/03/2017	TSDH2	13:45:12 p.m.	14:12:12 p.m.	00:27:00

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo


Figura 23: Receptor Geodésico Topcon Modelo GR-5

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Segundo: las coordenadas geodésicas del momento que se obtuvieron son:

Tabla 33: Coordenadas geodésicas (globales)

LATITUD	LONGITUD	COTA ELIPSOIDAL
-14.0876611	-72.3245618	4145.9950
-14.0822532	-72.3174921	4136.0398
-14.0928699	-72.3283801	4126.6713
-14.1003092	-72.3158466	4113.7235
-14.0826127	-72.3080016	4131.3566

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.1.4 Calibración local de obra y procesamiento

Tiene como fin que el receptor geodésico se adapte a las coordenadas del proyecto, obtenidas con la estación total previamente ajustadas y así realizar los trabajos de levantamiento y replanteo con el receptor geodésico con coordenadas del proyecto. Para realizar esta calibración se necesita tener las coordenadas de los puntos de control en los 2 sistemas topográficas (locales) y geodésico (globales).

Tabla 34: Coordenadas locales y coordenadas globales

PUNTO	COORDENADAS TOPOGRAFICAS			COORDENADAS GEODESICAS – WGS84		
	NORTE	ESTE	COTA GEOIDAL	LATITUD	LONGITUD	COTA ELIPSOIDAL
PS20	8440936.1590	788904.7360	4098.060	-14.0876611	-72.3245618	4145.9950
PS21	8441526.1520	789675.4930	4088.081	-14.0822532	-72.3174921	4136.0398
PS28A	8440364.2180	788485.5940	4078.747	-14.0928699	-72.3283801	4126.6713
RP1D	8439525.2220	789830.4900	4065.807	-14.1003092	-72.3158466	4113.7235
TSDH2	8441474.6240	790700.5620	4083.370	-14.0826127	-72.3080016	4131.3566

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Para el proceso de datos usamos el software Trimble Business Center (TBC), el proceso de calibración se hizo con el software TBC para determinar la relación entre los datos WGS-84 capturados por los receptores GNSS y las posiciones de los controles locales (expresados como la cuadrícula del mapa local con elevaciones por sobre el nivel

del mar). Esta relación está definida por una serie de transformaciones matemáticas. La calibración de la obra nos permite organizar en pares puntos de control GNSS y puntos locales para utilizarlos en la calibración de obra. (Las coordenadas GNSS deben estar derivadas de los puntos y observaciones GNSS, y los puntos de cuadrícula deben estar derivados de los puntos de cuadrícula y las observaciones terrestres). A continuación, este software calcula y aplica las transformaciones matemáticas utilizando mínimos cuadrados.

Las transformaciones matemáticas que se procesan para convertir las posiciones de WGS-84 a coordenadas de cuadrícula son:

- Una transformación de datum para convertir las coordenadas de altura elipsoidal, la latitud y la longitud de WGS-84 en coordenadas de altura elipsoidal, latitud y longitud relativas al elipsoide de la cuadrícula del mapa local.
- Una proyección de mapa para convertir las coordenadas de latitud y longitud elipsoidal local a coordenadas de valores norte y este de cuadrícula del mapa local (el valor de altura no cambia durante este proceso).
- Un ajuste horizontal de las coordenadas de cuadrícula transformadas para ajustarse de la mejor manera a los datos de control locales. Este ajuste permite la adaptación a las variaciones locales que existan en el sistema de proyección y que no se puedan integrar a la transformación general del datum.
- El ajuste de altura para convertir las elevaciones o el elipsoide local derivados del geoide con respecto a las elevaciones con respecto a las elevaciones de control locales por sobre el nivel del mar.

Los ajustes horizontal y vertical se guardan como parte de la definición de sistemas de coordenadas para el proyecto. Todos los puntos GNSS de la base de datos se actualizan usando los parámetros de calibración lo que da como resultado valores de coordenada de cuadrícula local más precisos.

Puede guardar la definición del nuevo sistema de coordenadas (que incluye los parámetros de calibración) como una obra para su uso en futuros proyecto de la misma área.

Procedimiento:

Primero: Se ejecutó el software Trimble Bussines Center (TBC), luego se ha creado el proyecto de trabajo, del mismo modo se ha configurado el sistema de coordenadas UTM 18S y datum horizontal WGS84 como se muestra en la imagen.

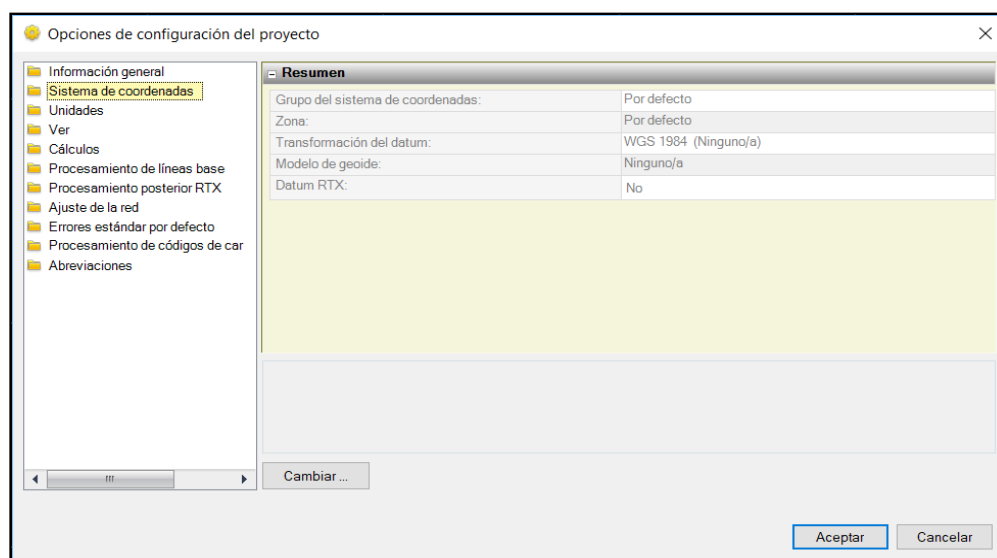


Figura 24: Realizando la configuración inicial del proyecto en el programa

Trimble Bussines Center.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Segundo: se ha importado las coordenadas geodésicas (globales) como se muestra en la imagen.

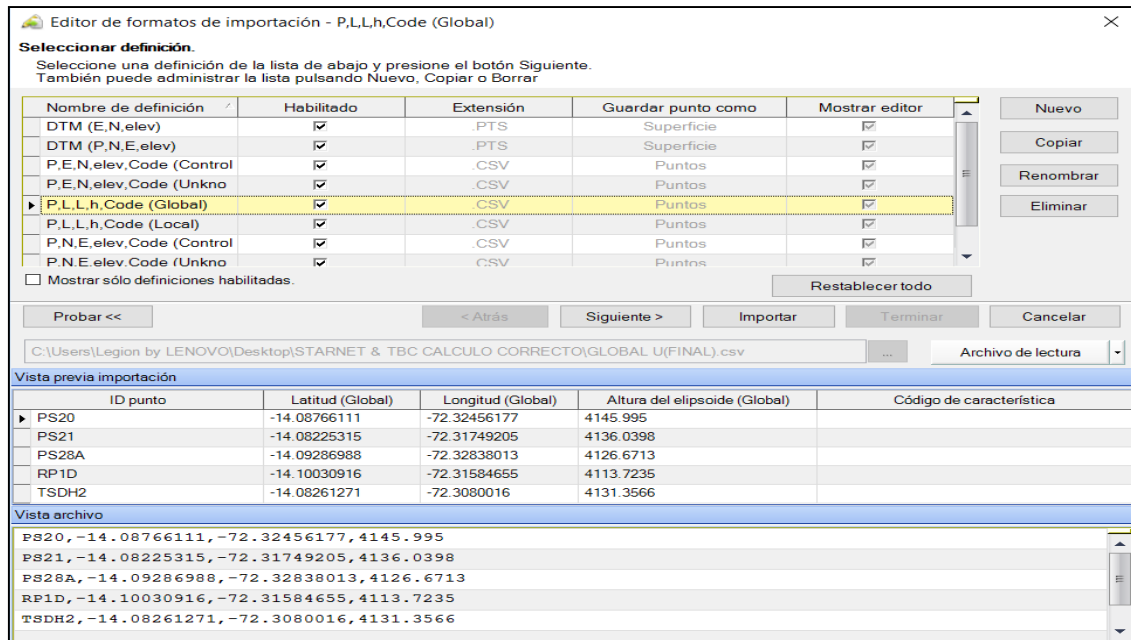


Figura 25: Importando Coordenadas Globales

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

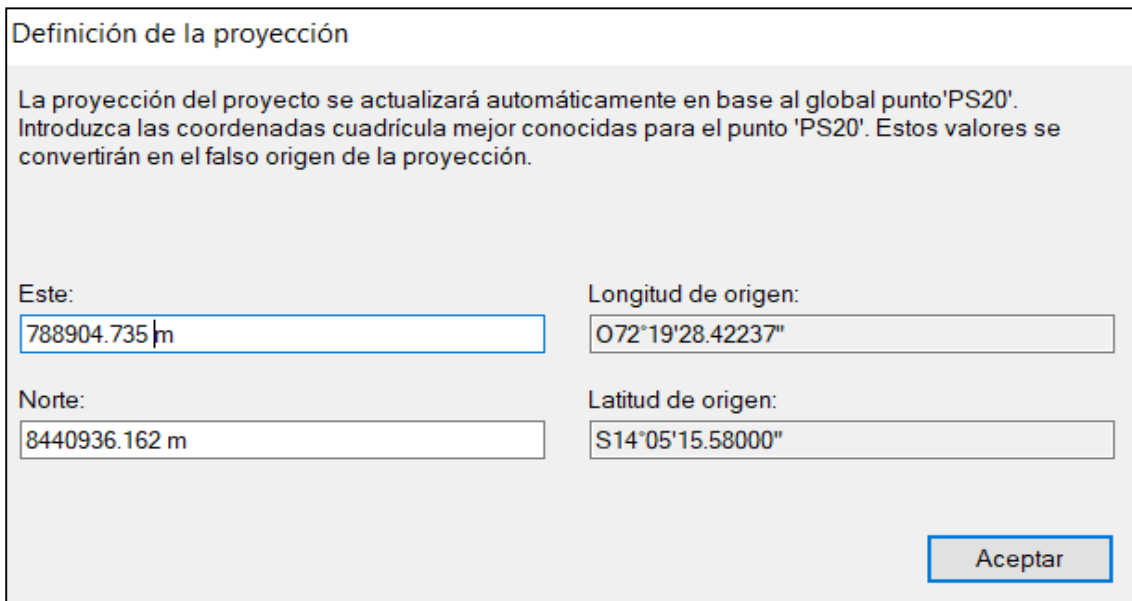


Figura 26: Ingresando coordenadas locales del PS20 para tomar como origen de la proyección.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tercero: se ha importado las coordenadas topográficas (locales) como se muestra en la imagen.

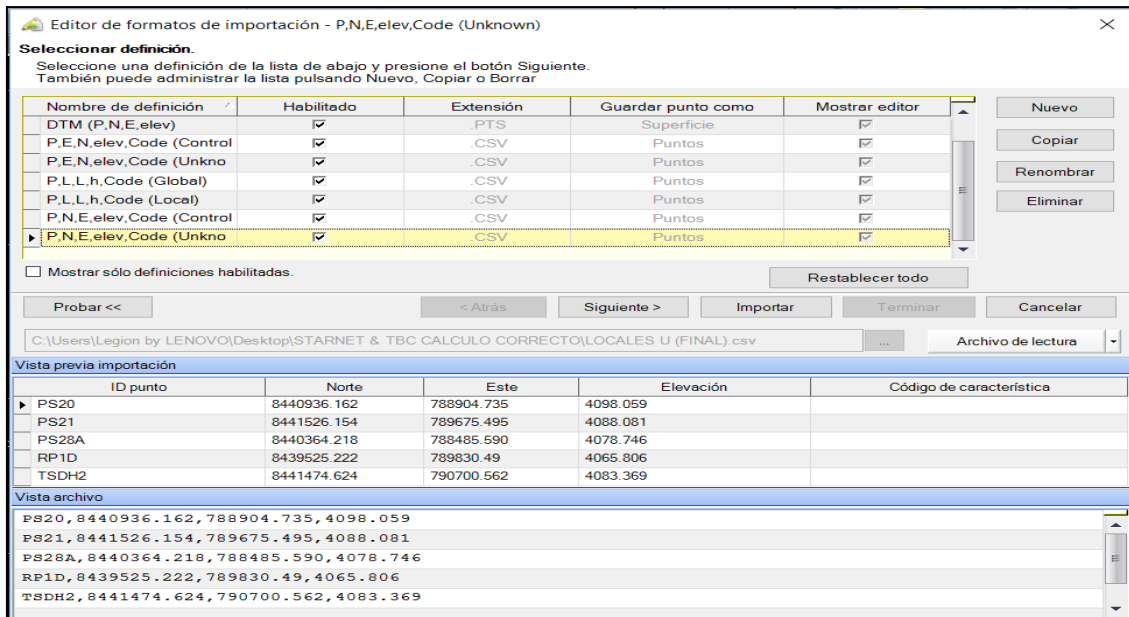


Figura 27: Importando las coordenadas locales.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

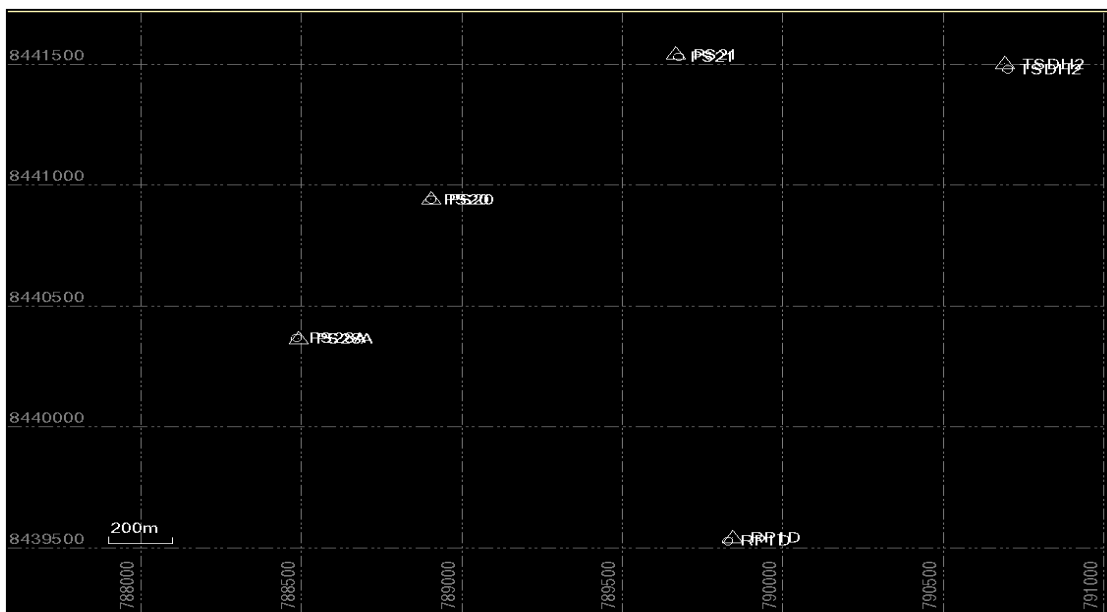


Figura 28: Se muestra el desfase que existe entre puntos de coordenadas globales y locales, previo a la calibración de obra.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Cuarto: seleccionaos la pestaña calibración de obra, con la finalidad de establecer una relación entre los datos WGS84 RTK (coordenadas globales) y coordenadas de control local a fin de crear un conjunto de configuraciones de obra local, como se muestra en la imagen.

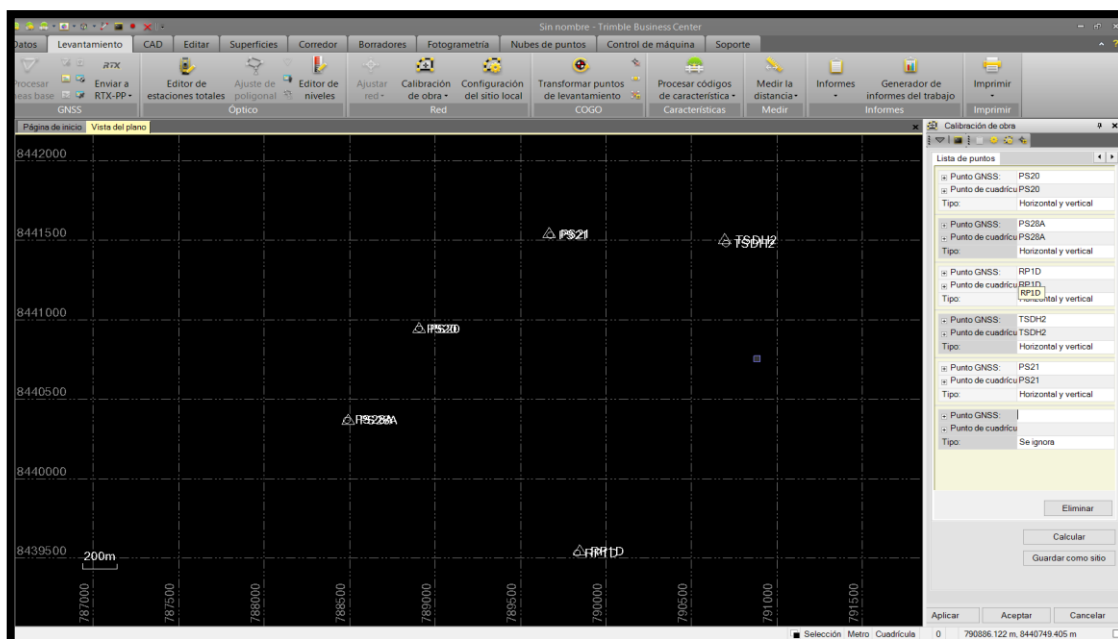


Figura 29: Realizando la calibración de obra en la etapa final

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Finalmente: se obtiene el siguiente informe de calibración de obra:

Datos del archivo del proyecto

Nombre : Presa de relaves

Tamaño :

Modificado/a :

Zona horaria :

Número de referencia :

Descripción :

Sistema de Coordenadas

Nombre :

Datum : WGS84

Zona : 18S

Geoide : Ninguno

Datum :

Informe de calibración de obra**Tabla 35:** Parámetros de calibración horizontal

Este de traslación:	-1.501 m
Norte de traslación:	-7.109 m
Rotación:	0°39'07"
Valor este de origen:	789520.875 m
Valor norte de origen:	8440772.385 m
Factor de escala:	1.0006530280

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 36: Parámetros de calibración vertical

Desplazamiento vertical en el origen:	-47.939 m
Valor este de pendiente:	-16.516 ppm
Valor norte de pendiente:	-23.717 ppm
Valor este de origen:	788904.736 m
Valor norte de origen:	8440936.163 m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 37: Diferencias residuales entre GPS y coordenadas conocidas

	Residual máximo	Residual de raíz cuadrática media	Punto
Horizontal	0.005 m	0.004 m	PS21
Vertical	-0.007 m	0.006 m	PS21
Tridimensional	0.008 m	0.007 m	PS21

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Residuales de puntos

Tabla 38: Señal de residuales: control por calculo

Punto GNSS		Punto calculado		Punto de cuadrícula	
Punto	PS20	Punto	PS20	Punto	PS20
Latitud	S14°05'15.58000"	Este	788904.736 m	Este	788904.735 m
Longitud	O72°19'28.42237"	Norte	8440936.163 m	Norte	8440936.162 m
Altura	4145.995 m	Elevación	4098.056 m	Elevación	4098.059 m
		Residual horiz.	0.001 m	Tipo	Horiz. y vert.
		Residual vert.	-0.003 m		
		Residual 3D	0.003 m		
Punto	PS28A	Punto	PS28A	Punto	PS28A
Latitud	S14°05'34.33157"	Este	788485.587 m	Este	788485.590 m
Longitud	O72°19'42.16847"	Norte	8440364.216 m	Norte	8440364.218 m
Altura	4126.671 m	Elevación	4078.753 m	Elevación	4078.746 m
		Residual horiz.	0.004 m	Tipo	Horiz. y vert.
		Residual vert.	0.007 m		
		Residual 3D	0.008 m		
Punto	RP1D	Punto	RP1D	Punto	RP1D
Latitud	S14°06'01.11298"	Este	789830.490 m	Este	789830.490 m
Longitud	O72°18'57.04758"	Norte	8439525.227 m	Norte	8439525.222 m
Altura	4113.724 m	Elevación	4065.803 m	Elevación	4065.806 m
		Residual horiz.	0.005 m	Tipo	Horiz. y vert.
		Residual vert.	-0.003 m		
		Residual 3D	0.006 m		
Punto	TSDH2	Punto	TSDH2	Punto	TSDH2
Latitud	S14°04'57.40576"	Este	790700.566 m	Este	790700.562 m
Longitud	O72°18'28.80576"	Norte	8441474.625 m	Norte	8441474.624 m
Altura	4131.357 m	Elevación	4083.375 m	Elevación	4083.369 m
		Residual horiz.	0.004 m	Tipo	Horiz. y vert.
		Residual vert.	0.006 m		
		Residual 3D	0.008 m		
Punto	PS21	Punto	PS21	Punto	PS21
Latitud	S14°04'56.11134"	Este	789675.494 m	Este	789675.495 m
Longitud	O72°19'02.97138"	Norte	8441526.149 m	Norte	8441526.154 m
Altura	4136.040 m	Elevación	4088.074 m	Elevación	4088.081 m
		Residual horiz.	0.005 m	Tipo	Horiz. y vert.
		Residual vert.	-0.007 m		
		Residual 3D	0.008 m		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Una vez realizada el proceso de calibración de obra, se guardó el archivo de calibración en la extensión (. DC), para posteriormente cargar a las colectoras y así poder trabajar con las coordenadas locales del proyecto.

3.2.3.1.5 Control topográfico en el proceso constructivo de la presa de relaves

El control topográfico en el proceso constructivo se detalla en las siguientes actividades que se realizan a diario hasta llegar a la meta propuesta.

Primero: levantamiento topográfico del terreno inicial

Se realizó el replanteo del límite o perímetro de la obra a ejecutar, para posteriormente hacer el levantamiento topográfico del terreno natural y realizar el diseño de la presa de relaves.

Segundo: control topográfico para trabajos de fundación

Para iniciar con los trabajos de replanteo de cualquier tipo de material se hizo el uso del eje principal de la presa de relaves, a partir de ello se pueden realizar cálculos y replantear cualquier tipo de material. Para realizar el replanteo de la fundación cargamos nuestro eje de la presa relaves a la colectora FC- 500 Topcon, ya que se está trabajando en tiempo real (RTK), este equipo nos muestra la diferencia de elevación respecto al eje como también el desplazamiento en cualquier punto, con estos datos podemos realizar un cálculo matemático y así poder replantear de manera correcta. Básicamente en esta etapa nos enfocamos en replantear el límite de corte del material excedente para encontrar terreno de fundación.

Tercero: control topográfico en la construcción del terraplén

- **Material 1D:** Este tipo de material se coloca en áreas de drenaje y/o bofedales, el espesor es de 1.0 m y no se realiza la compactación, para lo cual se realizó el replanteo del límite del área donde se colocó este material y a la vez se controló los niveles para que el espesor de la capa cumpla con la altura indicada.

- **Material 2AF:** Este tipo de material se coloca en una capa sin compactar con un espesor de 1.0 m. en la parte superior de las áreas de fundación que hayan sido aprobadas por el representante del cliente, para lo cual se realizó el control topográfico durante la colocación de este tipo de material realizando el plantillado para poder cumplir con las especificaciones técnicas de construcción.
- **Material 2:** Este tipo de material se coloca en capas de 1.6 m y se realiza la compactación respectiva, para lo cual se realizó el replanteo del límite de esta capa, como también control de niveles para así poder llegar al nivel de diseño de cada capa. La tolerancia de este tipo de material es ± 10 % del espesor de la capa.
- **Material 2A:** Este tipo de material se coloca en capas de 400 mm en una franja de 10 m de ancho inmediatamente aguas debajo de la escollera de la zona 1B, para lo cual se hizo el replanteo del límite de dicho material de acuerdo a diseño como también se realizó el plantillado y control de niveles durante la ejecución para cumplir con las tolerancias de construcción, la tolerancia de este material es ± 10 % de espesor de la capa.
- **Material 1B:** Se coloca en una zona de 3.5 m de ancho y 400 mm de espesor. Aguas abajo de los bordillos de concreto poroso (curb). Para lo cual se realizó el replanteo topográfico del límite y también el plantillado de los niveles durante la ejecución de acuerdo a la cota correspondiente, la tolerancia de esta capa es de ± 10 % de su espesor.
- **Concreto poroso (Curb):** Los sardineles tienen una forma trapezoidal, como se muestra en los Planos. Las dimensiones serán de 150 mm de espesor mínimo en el lado superior, 860 mm de ancho en la base. La altura del sardinel será de 400 mm. La inclinación de la cara aguas arriba es de 1.7: 1 (horizontal: vertical).

Los sardineles se colocarán paralelos al eje longitudinal del terraplén con las siguientes desviaciones máximas:

- Tolerancia Horizontal = ± 30 mm sobre una longitud 10 m
- Tolerancia Vertical = ± 10 mm sobre una longitud 10 m

En la colocación de este concreto, se trabajó con una maquina pavimentadora (POWER CURBER) que trabaja con el sistema GNSS en tiempo real, por lo que el ingeniero topógrafo ingreso previamente al colector de esta máquina los ejes de diseño de cada capa y en el proceso de ejecución se verifica constantemente con el GPS diferencial y/o Estación total si los niveles y alineamiento están dentro de la tolerancia.



Figura 30: Ing. Topógrafo realizando el replanteo y levantamiento topográfico del material 1B.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

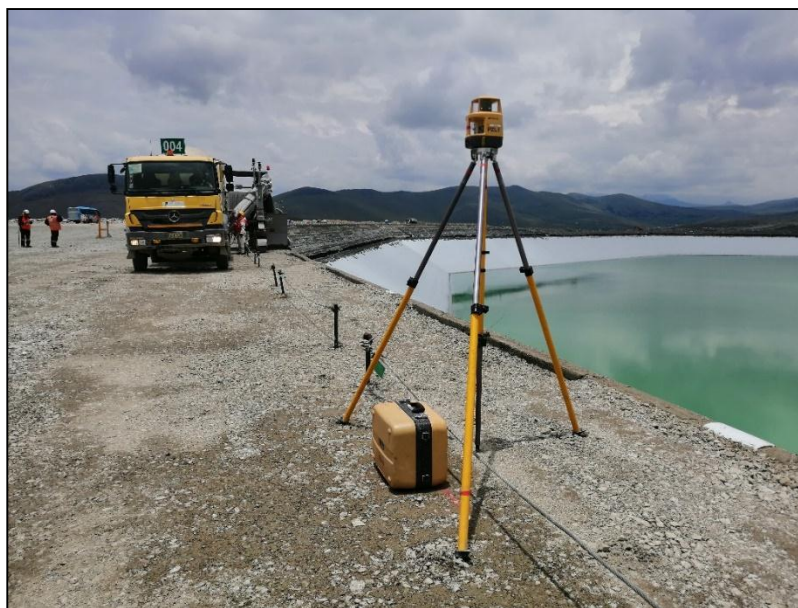


Figura 31: Trabajos de colocación de concreto poroso con pavimentadora (POWER CURBER).

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

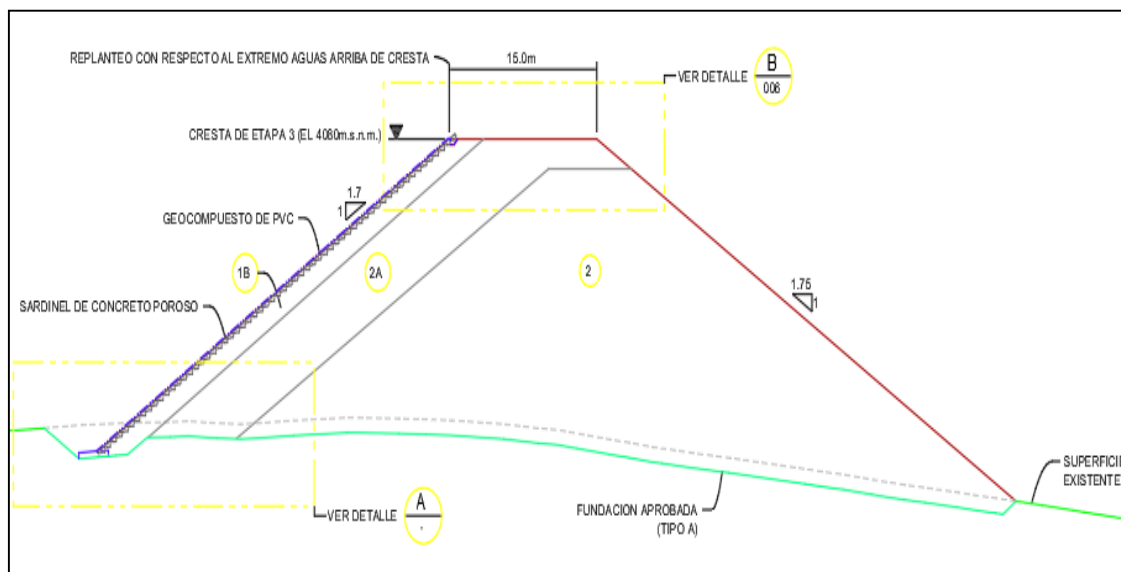


Figura 32: Sección de terraplén Etapa 3

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.1.6 Replanteo y levantamiento topográfico de puntos con GPS diferencial en tiempo real y estación total

Una vez culminado con la Calibración local de Obra se realizó el replanteo topográfico con ambos equipos (GPS diferencial en modo RTK y estación total Trimble S6 DR 2”), en el sector de Bofedal 3, tomando como puntos de replanteo la línea límite entre 2 tipos de materiales (material 2A y 1B) en la cota 4085.400 correspondiente la capa 88 de la plataforma de la presa de relaves y a su vez se realizó el levantamiento topográfico de los puntos replanteados. para así obtener el siguiente resumen de coordenadas.



Figura 33: Ingeniero Topógrafo realizando el replanteo de puntos entre el límite de material 2A y 1B.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Finalmente se obtiene siguiente cuadro de coordenadas topográficas con estación total y GPS diferencial en modo RTK

Tabla 39: Resumen de coordenadas obtenidas con GPS diferencial y estación total

Nro	ESTACIÓN TOTAL			Nro	GPS DIFERENCIAL			DIFERENCIAS		
	NORTE	ESTE	ELEVAC. GEOIDAL		NORTE	ESTE	ELEVAC. GEOIDAL	NORTE	ESTE	ELEVAC. GEOIDAL
1	8440796.8520	788310.1270	4085.404	1	8440796.8560	788310.1370	4085.407	-0.004	-0.010	-0.003
2	8440639.3770	788306.9440	4085.401	2	8440639.3820	788306.9510	4085.405	-0.005	-0.007	-0.004
3	8440788.8510	788309.9630	4085.396	3	8440788.8550	788309.9680	4085.407	-0.004	-0.005	-0.011
4	8440780.8560	788309.8050	4085.402	4	8440780.8510	788309.8060	4085.412	0.005	-0.001	-0.010
5	8440772.8510	788309.6440	4085.397	5	8440772.8490	788309.6400	4085.395	0.002	0.004	0.002
6	8440764.8600	788309.4790	4085.399	6	8440764.8490	788309.4830	4085.392	0.011	-0.004	0.007
7	8440756.8580	788309.3140	4085.405	7	8440756.8550	788309.3140	4085.408	0.003	0.000	-0.003
8	8440748.8570	788309.1610	4085.403	8	8440748.8650	788309.1510	4085.394	-0.008	0.010	0.009
9	8440740.8620	788308.9930	4085.398	9	8440740.8590	788308.9960	4085.411	0.003	-0.003	-0.013
10	8440732.8650	788308.8360	4085.402	10	8440732.8530	788308.8350	4085.390	0.012	0.001	0.012
11	8440724.8620	788308.6720	4085.404	11	8440724.8670	788308.6710	4085.394	-0.005	0.001	0.010
12	8440716.8700	788308.5090	4085.399	12	8440716.8680	788308.5120	4085.405	0.002	-0.003	-0.006
13	8440708.8640	788308.3460	4085.396	13	8440708.8750	788308.3600	4085.409	-0.011	-0.014	-0.013
14	8440700.8680	788308.1850	4085.400	14	8440700.8640	788308.1920	4085.393	0.004	-0.007	0.007
15	8440692.8760	788308.0280	4085.402	15	8440692.8720	788308.0200	4085.406	0.004	0.008	-0.004
16	8440684.8730	788307.8590	4085.404	16	8440684.8760	788307.8540	4085.396	-0.003	0.005	0.008
17	8440676.8740	788307.7030	4085.397	17	8440676.8700	788307.7080	4085.389	0.004	-0.005	0.008
18	8440668.8780	788307.5350	4085.405	18	8440668.8820	788307.5310	4085.404	-0.004	0.004	0.001
19	8440660.8750	788307.3770	4085.397	19	8440660.8720	788307.3700	4085.408	0.003	0.007	-0.011
20	8440652.8750	788307.2190	4085.399	20	8440652.885	788307.2100	4085.393	-0.010	0.009	0.006
21	8440644.8800	788307.0530	4085.403	21	8440644.879	788307.0470	4085.403	0.001	0.006	0.000

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.2 Metodología para el segundo objetivo

Comparar el tiempo en el control topográfico con GPS diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción de presas de relaves – las Bambas, para ello se realizó un promedio de replanteo de puntos por hora en 10 sectores diferentes como se muestra en la tabla 40

Tabla 40: Replanteo de puntos por sectores empleando estación total y GPS diferencial (RTK)

SECTORES (denominacion)	N° de Ptos /hora EMPLEANDO ESTACION TOTAL	N° de Ptos /hora EMPLEANDO EL SISTEMA GNSS (RTK)	OBSERVACIONES (actividad de replanteo a realizar)
SECTOR 01	60	180	Replanteo de límite entre tipo de material 1B y 2A cada 8 m.
SECTOR 02	58	178	
SECTOR 03	57	183	Perimetro de fundacion
SECTOR 04	61	182	Replanteo de eje para acceso cada 10 m.
SECTOR 05	60	178	
SECTOR 06	62	176	Replanteo de alineamiento de concreto curb cada 6 m.
SECTOR 07	58	179	
SECTOR 08	64	180	Replanteo de límite entre tipo de material 1B y 2A cada 8 m.
SECTOR 09	60	181	
SECTOR 10	60	179	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 41: Promedio de puntos replanteados respecto al tiempo

EQUIPO	N° DE PUNTOS x HORA	OBSERVACIONES
ESTACION TOTAL S6 2" DR PLUS	60	Se trabajó con un solo prisma
RECEPTOR GPS TOPCON GR5	180	Un solo receptor geodésico como móvil

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

3.2.3.3 Metodología para el tercer objetivo

Optimizar costos y tiempo en el control topográfico con GPS Diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción en la presa de relaves, se hizo la comparación por día con rendimiento y el tiempo de objetivo segundo por punto de replanteo en obra esta operación es con promedio de tiempo por hora, para lo cual se empleó el software de costos y presupuestos s10.

	Presupuesto		
Presupuesto	1301001	COSTOS Y PRESUPUESTO DE REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS DIFERENCIAL	
Sub presupuesto	001	COSTOS Y PRESUPUESTO DE REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS DIFERENCIAL	
Cliente	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO		06/04/2019
Lugar	APURÍMAC - COTABAMBAS – COTABAMBAS		

Tabla 42: Costo de replanteo con estación total y GPS diferencial

Item	Descripción	Unid	Metrad	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONTROL Y REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN				
01.01	CONTROL Y REPLANTEO CON ESTACIÓN TOTAL	pto	480.00	11.78	5,654.40
01.02	CONTROL Y REPLANTEO CON GPS DIFERENCIAL	pto	1,440.00	10.75	15,480.00
	Costo Directo				21,134.40

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN Y ESTADÍSTICA

En el tipo de investigación que se emplea es la investigación transversal con prueba de significancia 95% de probabilidad con chi cuadrado en el ajuste de poligonal y en la comparación de métodos de ajuste con análisis de medias T de Student Muestras Independientes.

4.1.1 Hipótesis estadística

$H_0 = \mu_1 - \mu_2 = 0$, cuando los residuos son iguales a 0 la hipótesis es nula

$H_1 = \mu_1 - \mu_2 \neq 0$, cuando los residuos son menores a 1 la hipótesis es alterna

4.1.2 Análisis estadístico.

Para la verificación de los objetivos propuestos se ha establecido una comparación de medias de dos poblaciones normales independientes de varianzas desconocidas con contraste bilateral o de dos colas.

El estadígrafo de prueba corresponde a la siguiente fórmula:

$$t_c = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2 - (\mu_1 - \mu_2)}{\sqrt{\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}}; \text{ con } n_1 + n_2 - 2 \text{ GL}$$

Donde :

\bar{X}_1 y \bar{X}_2 : medias de las muestras 1 y 2

s_1^2 y s_2^2 : varianzas insesgadas de las muestras 1 y 2

n_1 y n_2 : tamaño de las muestras 1 y 2

T de distribuy como una T de student con $n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad

4.1.3 Análisis de muestras:

\bar{X}_1 y \bar{X}_2 : se hizo analisis de medias de residuos de puntos en el replanteo en obra coordenadas X y coordenadas Y de estacion total y GPS diferencial, de igual manera el tiempo y costo.

4.1.4 Variables Independientes:

Las variables independientes son la diferencia de los residuos de coordenadas (X1, Y1; X2, Y2; ...; Xn, Yn), de estación total y GPS diferencial en replanteo de puntos en obra, con datos de diferencia de desplazamientos y residuos (milímetros).

4.1.5 Variables dependientes:

Las variables dependientes son las coordenadas tomadas por el GPS Diferencial y estación total replanteados en campo en la ejecución de obra. (milímetros)

4.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

4.2.1 Para el primer objetivo

Comparar la información obtenida por los métodos convencional (estación total) y la tecnología GPS Diferencial en tiempo real (RTK) para cuantificar se analizó los residuos de puntos de comparación de puntos con GPS diferencial y estación total en el cual se utilizó como herramienta de ayuda IBM SPSS Statistics 25 en modo educativo de la siguiente forma:

4.2.2.1 Hipótesis

- Ho = **No Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en replanteo de puntos con estación total y GPS diferencial en la construcción de presas de relave
- H1 = **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en replanteo de puntos con estación total y GPS diferencial en la construcción de presas de relave.

4.2.2.2 Normalidad

- P-valor => α aceptar Ho = los datos provienen de una distribución normal
- P-valor < α Acepta H1 = los datos No provienen de una distribución normal

Tabla 43: Pruebas de normalidad

MET	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk			
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.	
RESIDUO	NORTE	,279	21	,000155	,830	21	,002
	ESTE	,120	21	,200000*	,962	21	,552

*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

a. Corrección de significación de Lilliefors

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 44: Normalidad de calificación

NORMALIDAD DE CALIFICACIÓN			
P-valor NORTE =	0.000155	<	$\alpha = 0.05$
P-valor ESTE =	0.20000	>	$\alpha = 0.05$

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En diferencia de residuos de estación total y GPS diferencial en Norte los datos No provienen de una distribución normal y en Este los datos provienen de una distribución normal.

4.2.2.3 Igualdad de varianza: (Prueba de Levene)

Se debe corroborar la igualdad de varianza entre los grupos.

- P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H_0 = Las varianzas son iguales.
- P-valor $< \alpha$ Acepta H_1 = Existe diferencias significativas entre las varianzas.

Tabla 45: Estadísticas de grupo

	MET	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
RESIDUO	NORTE	21	,005143	,0032448	,0007081
	ESTE	21	,005429	,0035295	,0007702

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 46: Prueba de Levene de igualdad de varianzas

		F	Sig.
RESIDUO	Se asumen varianzas iguales	,187	,668
	No se asumen varianzas iguales		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 47: Prueba t para la igualdad de medias

	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
						Inferior	Superior
Se asumen varianzas iguales	-,273	40	,786	-,0002857	,0010462	-,0024002	,0018288
RESIDUO							
No se asumen varianzas iguales	-,273	39,720	,786	-,0002857	,0010462	-,0024006	,0018292

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Igualdad de varianzas: P-valor = 0,668 > $\alpha = 0.05$

Que las varianzas son iguales al hacer el replanteo tanto de estación total como de GPS diferencial en tiempo real.

4.2.2.4 P-valor de la prueba T student de pruebas independientes.

- P-valor $\leq \alpha$, se rechaza Ho, (se acepta H1).
- P-valor $> \alpha$, no se rechaza Ho, (se acepta Ho).

t PARA IGUALDAD DE MEDIA: P-valor = 0,786 > $\alpha = 0.05$

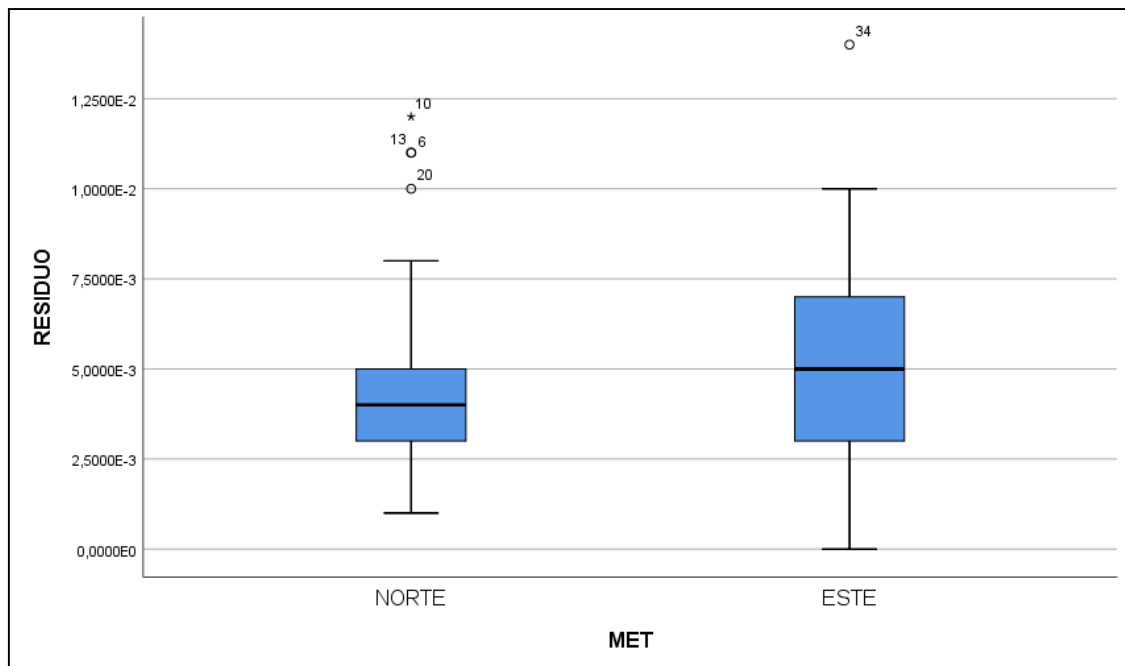


Figura 34: Diagrama donde se aprecia la diferencia de los residuos.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En este caso la **H₀** no se rechaza se **acepta la hipótesis nula** por lo tanto **No Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en PUNTOS de replanteo de puntos con estación total y GPS diferencial en Obra de construcción de presas de relave. Los residuos de coordenadas Norte tiene un desplazamiento significativamente mayor ($M = 0,005143$, $SE = 0,0007081$), que los residuos de coordenadas Este son menores ($M = 0,005429$, $SE = 0,0007702$, $t(40) = 0.273$, $p < 0.05$, $r = 0.04312$).

4.2.3 Para el segundo objetivo

Comparar el tiempo en el control topográfico con GPS diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de la construcción de presas se hizo el análisis de medias por sectores, que los datos fueron tomados en campo por una hora número de puntos y se tiene los siguientes resultados.

4.2.3.1 Hipótesis

- Ho = **No Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el tiempo en el control en el replanteo con estación total y GPS Diferencial en tiempo (RTK) en Obra de construcción de presas de relave.
- H1 = **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el tiempo en el control en el replanteo con estación total y GPS Diferencial en tiempo (RTK) en Obra de construcción de presas de relave.

4.2.3.2 Normalidad

- P-valor => α aceptar Ho = los datos provienen de una distribución normal
- P-valor < α Acepta H1 = los datos No provienen de una distribución normal

Tabla 48: Pruebas de normalidad

EQUIPO	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
NUM PUNTOS ESTACIÓN TOTAL	,200	10	,200*	,939	10	,547
GPSD	,123	10	,200*	,981	10	,971

*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

a. Corrección de significación de Lilliefors

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 49: Normalidad de calificación

NORMALIDAD DE CALIFICACIÓN			
P-valor ESTACIÓN TOTAL	0.547	>	$\alpha = 0.05$
P-valor GPSD	0.971	>	$\alpha = 0.05$

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En diferencia de TIEMPO estación total y GPS diferencial los datos provienen de una distribución normal.

4.2.3.3 Igualdad de varianza: (prueba de levene).

Se debe corroborar la igualdad de varianza entre los grupos.

- P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H_0 = Las varianzas son iguales.
- P-valor $< \alpha$ Acepta H_1 = Existe diferencias significativas entre las varianzas.

Tabla 50: Estadísticas de grupo

EQUIPO	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
ESTACIÓN TOTAL	10	60,00	2,055	,650
NUMPUNTOS GPSD	10	179,60	2,066	,653

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 51: Prueba de Levene de igualdad de varianzas

	F	Sig.
Se asumen varianzas iguales	,115	,738
NUMPUNTOS No se asumen varianzas iguales		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 52: Prueba t para la igualdad de medias

	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
						Inferior	Superior
Se asumen varianzas iguales	-129,809	18	,0000000	-119,600	,921	-121,536	-117,664
NUMPUNTOS							
No se asumen varianzas iguales	-129,809	18,	,0000000	-119,600	,921	-121,536	-117,664

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Igualdad de varianzas: P-valor = 0,738 > α = 0.05

Que las varianzas son iguales en el tiempo en el replanteo tanto de estación total como de GPS diferencial en tiempo real.

4.2.3.4 P-valor de la prueba T student de pruebas independientes

- P-valor $\leq \alpha$, se rechaza Ho, (se acepta H1).
- P-valor > α , no se rechaza Ho, (se acepta Ho).

t PARA IGUALDAD DE MEDIA: P-valor = 0.00000 > α = 0.05

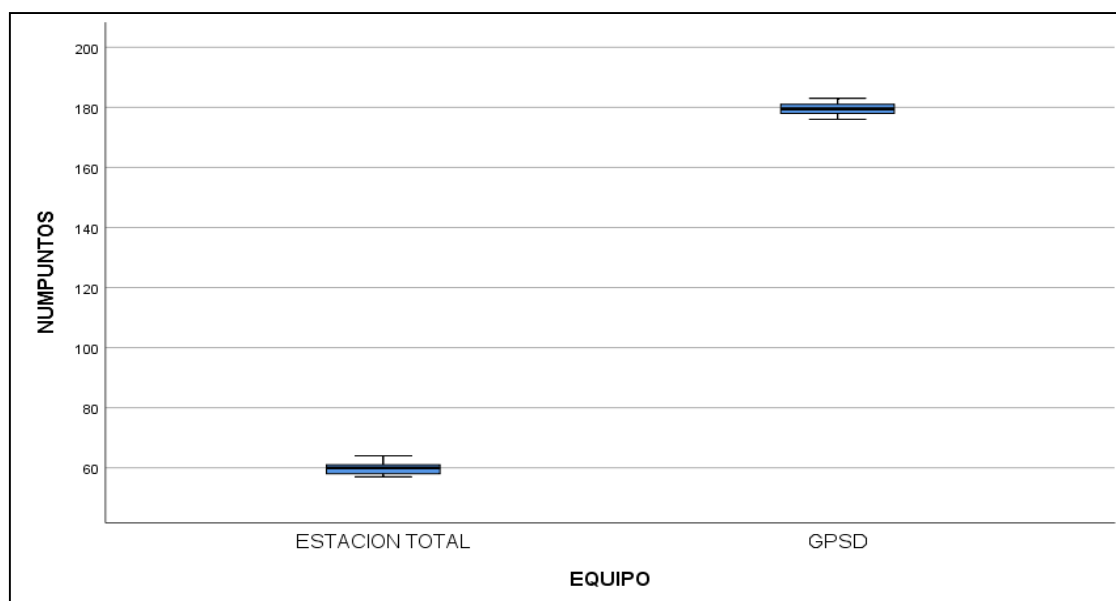


Figura 35: Diagrama donde se aprecia la ventaja de los equipos respecto al tiempo

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En este caso se **rechaza** H_0 , se **acepta la hipótesis H_1** por lo tanto **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el TIEMPO en el control en el replanteo con estación total y GPS Diferencial en tiempo (RTK) en Obra de construcción de presas de relave. El tiempo entre ambos equipos existe diferencias significativamente entre estación total y GPS diferencial en las medias, GPSD la mayor ($M = 179.60$, $SE = 0.653$), que la estación total en tiempo es menor ($M = 60$, $SE = 0.650$, $t(18) = -129.809$, $p < 0.05$, $r = 0.9995$).

Para el tercer objetivo

Al optimizar costos y tiempo en el control topográfico con GPS Diferencial en tiempo real (RTK) y la estación total en el proceso de construcción en la presa de relaves se hizo un análisis de costos unitarios bajo el rendimiento en obra por sectores y se valorizo cada zona o sector de replanteo en obra lo cual se tiene lo siguiente resultado:

4.2.3.5 Hipótesis

- H_0 = **No Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el costo en el control en el replanteo con estación total y GPS Diferencial en tiempo (RTK) en Obra de construcción de presas de relave.
- H_1 = **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el costo en el control en el replanteo con estación total y GPS Diferencial en tiempo (RTK) en Obra de construcción de presas de relave.

4.2.3.6 Normalidad

- P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H_0 = los datos provienen de una distribución normal
- P-valor $< \alpha$ Acepta H_1 = los datos No provienen de una distribución normal

Tabla 53: Pruebas de normalidad

	EQUIPO	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
COSTO	ESTACIÓN TOTAL	,200	10	,200*	,939	10	,547
	GPSD	,123	10	,200*	,981	10	,971

*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

a. Corrección de significación de Lilliefors

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 54: Normalidad de la calificación

NORMALIDAD DE CALIFICACIÓN			
P-valor ESTACIÓN TOTAL	0.547	>	$\alpha = 0.05$
P-valor GPSD	0.971	>	$\alpha = 0.05$

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En diferencia de TIEMPO estación total y GPS diferencial los datos provienen de una distribución normal.

4.2.3.7 Igualdad de varianza: (prueba de levene).

Se debe corroborar la igualdad de varianza entre los grupos.

- P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H_0 = Las varianzas son iguales.
- P-valor $< \alpha$ Acepta H_1 = Existe diferencias significativas entre las varianzas.

Tabla 55: Estadísticas de grupo

	EQUIPO	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
COSTO	ESTACIÓN TOTAL	10	706,80000	24,205599	7,654482
	GPSD	10	1930,70000	22,205105	7,021871

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 56: Prueba de Levene de igualdad de varianzas

		F	Sig.
COSTO	Se asumen varianzas iguales	,011	,917
	No se asumen varianzas iguales		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 57: Prueba t para la igualdad de medias

	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia		
						Inferior	Superior	
COSTO	Se asumen varianzas iguales	-117,826	18	,000	-1223,90	10,387385	-1245,723086	-1202,076914
	No se asumen varianzas iguales	-117,826	17,868	,000	-1223,90	10,387385	-1245,734674	-1202,065326

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Igualdad de varianzas: P-valor = 0,917 > $\alpha = 0.05$

Que las varianzas son iguales en el COSTO en el replanteo tanto de estación total como de GPS diferencial en tiempo real.

4.2.3.8 P-valor de la prueba T student de pruebas independientes.

- P-valor $\leq \alpha$, se rechaza H_0 , (se acepta H_1).
- P-valor $> \alpha$, no se rechaza H_0 , (se acepta H_0).

t PARA IGUALDAD DE MEDIA: P-valor = 0.00000 > $\alpha = 0.05$

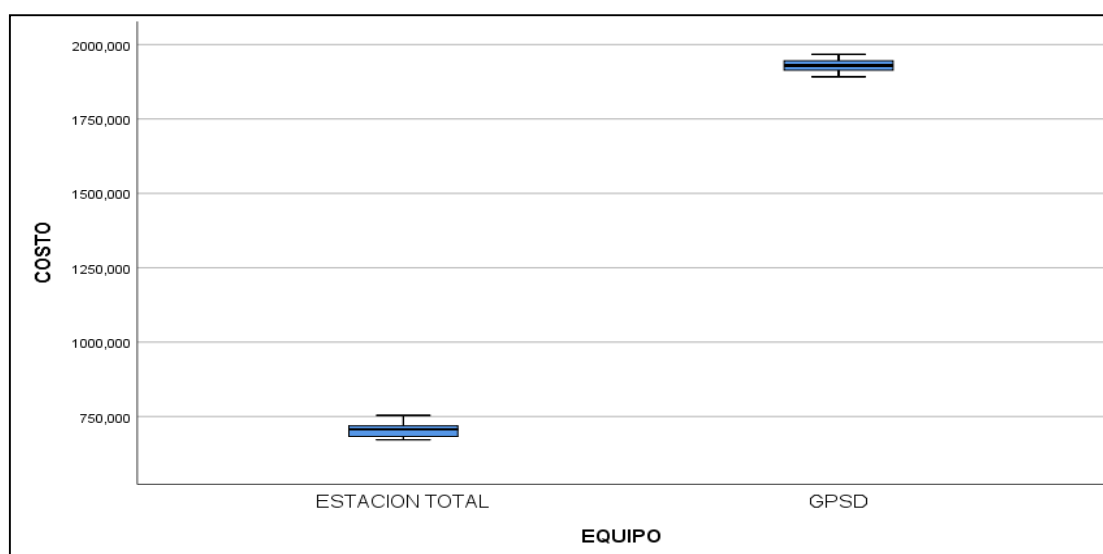


Figura 36: Diagrama donde se aprecia la diferencia de equipos respecto al costo

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En este caso se **rechaza** H_0 , se **acepta la hipótesis H_1** por lo tanto **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el tiempo en el control en el replanteo con estación total y GPS Diferencial en COSTO (RTK) en Obra de construcción de presas de relave. El tiempo entre ambos equipos existe diferencias significativamente entre la estación total y GPS diferencial de medias, GPSD la mayor ($M = 1930,70000$, $SE = 7,021871$), que la estación total en tiempo es menor ($M = 706,80000$, $SE = 7,654482$, $t(18) = -117,826$, $p < 0.05$, $r = 0.9994$).

V. CONCLUSIONES

PRIMERA: Al comparar el control topográfico aplicado en la construcción de la presa de relaves, utilizando estación total y GPS diferencial en modo RTK en el sistema de coordenadas locales, se llega a la conclusión de que no hay diferencias significativas en el replanteo, las diferencias numéricas no son significativas tal como se muestra en la tabla 39, ya que se encuentran en un rango de 1 a 12 mm. en el norte, de 1 a 14 mm en el este y de 0 a 13 mm en la elevación.

SEGUNDA: Con los datos obtenidos en campo con la estación total y GPS diferencial en modo RTK para cuantificar las precisiones y rendimientos se llega a una conclusión de que la hipótesis nula (H_0) no se rechaza, se acepta, por lo tanto, no existe una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en replanteo con estación total y GPS diferencial en el proceso constructivo presas de relaves. Los residuos de coordenadas norte tienen un desplazamiento significativamente mayor ($M = 0,005143$, $SE = 0,0007081$), que los residuos de coordenadas estos son menores ($M = 0,005429$, $SE = 0,0007702$, $t(40) = 0.273$, $p < 0.05$, $r = 0.04312$), en consecuencia, se concluye que con ambos equipos se puede replantear de acuerdo a las tolerancias de construcción de la empresa (MMG-las Bambas).

TERCERA: Al comparar en función al tiempo el control topográfico con GPS diferencial en modo RTK y estación total en el proceso constructivo de la presa de relaves; en el análisis de comparación de medias de t student existe una diferencia significativa entre la media al comparar el tiempo en el control durante el replanteo entre ambos equipos en Obra. Que el tiempo con GPS diferencial es mayor ($M = 179.60$, $SE = 0.653$), por otro lado, con la estación total el tiempo es menor ($M = 60$, $SE = 0.650$, $t(18) = -129.809$, $p < 0.05$, $r = 0.9995$), por lo tanto, el análisis nos demuestra que con el equipo

GPS diferencial se replantea mayor número de puntos en obra, esto nos demuestra que es en menor tiempo.

CUARTA: En la optimización costo y tiempo en el control topográfico con GPS Diferencial en modo RTK y estación total en el proceso constructivo de la presa de relaves, existe una diferencia significativa entre la media al comparar el tiempo durante el replanteo en cuanto al costo. Respecto al tiempo entre ambos equipos existe diferencias significativas entre la estación total y GPS diferencial, las medias con GPS diferencial es mayor ($M = 1930,70$, $SE = 7,021871$), respecto a la estación total en tiempo es menor ($M = 706,80000$, $SE = 7,654482$, $t(18) = -117,826$, $p < 0.05$, $r = 0.9994$), por consiguiente, el análisis demuestra que con GPS diferencial el costo es mayor que con estación total.

VI. RECOMENDACIONES

PRIMERA: Investigar sobre el algoritmo que emplea el software Trimble Business Center u otro similar, para realizar la calibración de obra o coordenadas locales.

SEGUNDA: Se recomienda realizar más investigaciones en esta área debido a que su aplicación optimiza los trabajos de control horizontal, supervisión de obras mineras, viales, civiles, etc.

TERCERA: Enseñar a los estudiantes el uso y aplicación de la tecnología respecto a equipos topográficos, geodésicos y empleo de software para procesamiento, a fin de que tengan mayor confianza al insertarse al mundo laboral actual.

CUARTA: Se recomienda tener cuidado con el uso de los equipos topográficos y geodésicos a la hora del trasladar, instalar, usar y guardarlo, a fin de conservarlos y no dañarlos debido al alto costo que tiene cada uno de ellos.

QUINTA: Recomendamos realizar la calibración local o calibración de obra en cada uno de los proyectos que se vayan a ejecutar a fin de poder trabajar con un mismo sistema de coordenadas al usar GPS diferencial y estación total.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Abellan, M. (2013). *Metodologia de Calculo de redes Topograficas*. España.
- Alcántara , D. A. (1999). *Apuntes de Topografía*. Mexico: UAM.
- Alcantara, A., & Introcaso, A. (2007). *Topografía y sus Aplicaciones*. Mexico: Alfa y Omega.
- Ayala, A., & Hasbun, M. (2012). *Aplicaciones y uso de la tecnología de GPS diferencial de doble frecuencia con precisión centimétricas en el área de levantamiento y replanteo topográfico georreferenciado, Universidad de El Salvador*. Salvador: Universidad de salvador.
- Berga, L., Wals, A., & De Vivo, M. (2007). *Las Presas y el Agua en el Mundo*. Francia: Union Européenne.
- Bnnister, A., Raymond, S., & Baker, R. (2016). *Tecnicas Modernas en Topografía*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor S.A. de S.V.
- Casanova, L. (2002). *Topografía Plana*. Merida: Taller de Publicacines de Ingenieria, ULA.
- Conde, D. (1994). *Metodo y Calculo Topografico*. LUGO E.I.R.L.
- García, F. (2003). *Curso Basico de Topografía*. Mexico: Pax México.
- Garrido, N. (2014). *Minimo Cuadrados Para Topografía*. España: Ed. Investigacion.
- Instituto Nacional Geográfico de España, I. (2016). *Centro nacional de información geográfica*. Obtenido de

<http://www.ign.es/ign/main/index.do>,<https://www.ign.es/ign/resources/acercaDe/aig/D.pdf>

Instituto Nacional Geográfico del Perú, I. (2016). *Ente rector de la Cartografía Nacional*.

Obtenido de <http://www.ign.gob.pe/index.php>

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

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

Nacional, I. G. (2016). *Norma tecnica*. lima.

Peñañiel, J., & Zayas, J. (2001). *fundamentos del sistema GPS y aplicaciones en la topografía, Ilustre Colegio Oficial de Ingeniería Geomática y Topográfica*. Epaña: grupo Universitrio.

Soden, P. (2017). *Las Bambas TFS Etapa 3 Especificación*. Australia: ATC Williams Pty Ltd.

Valencia , ,. (2008). *Topografía para Ingenieria*. Serena: Universitaria.

Wolf, R. R., & Ghilani, C. D. (2016). *Topografía*. México: Alfaomega.

Zuñiga, W. (2010). *Topografía Geodesia y Cartografía*. Grupo Universitario.

ANEXOS

Anexo 1. Panel Fotográfico



Foto N° 01: Nivelación de puntos de control en la Presa de Relaves Minera las Bambas Fase III

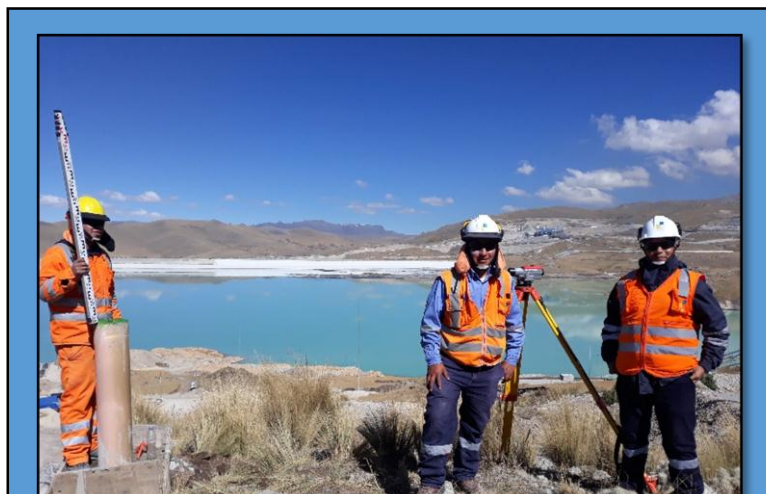


Foto N° 02: Equipo de Topografía conformado por los investigadores.

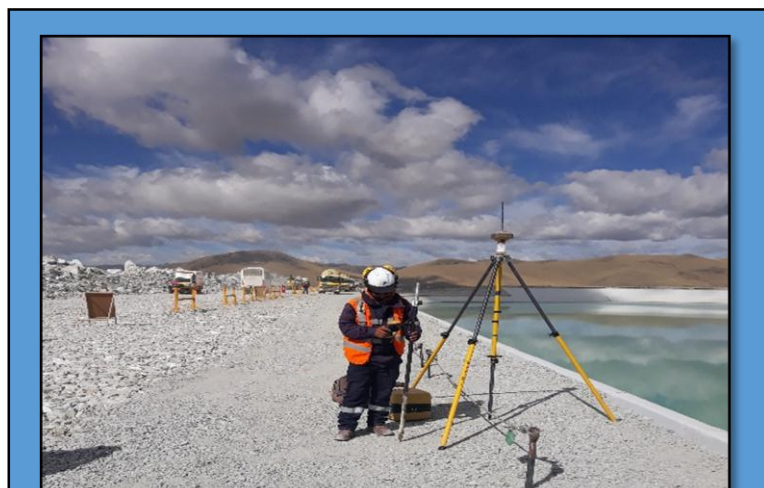


Foto N° 03 Tomando coordenadas con GPS GR5 para control de Curb en la Presa de Relaves

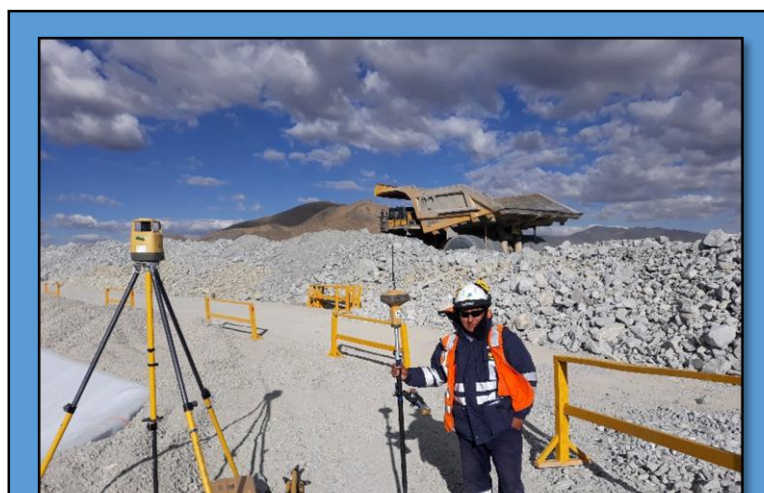


Foto N° 04: Control de Nivel de material tipo 2A en la Presa de Relaves Minera las Bambas Fase III



Foto N° 04: Tomando lectura de ángulos para el cálculo de la poligonal en la Presa de Relaves Minera las Bambas Fase III



Foto N° 04: Implementando el sistema GNSS a tractores KOMATSU, para la conformación del material tipo 2 en la Presa de Relaves Minera las Bambas Fase III



Foto N° 05: Replanteando limite entre material tipo 1b y 2A, previo al levantamiento topográfico en la Presa Relaves Minera las Bambas Fase III.



Foto N° 06: Procesamiento de datos en gabinete mediante software Microsurvey Starnet - Presa Relaves Minera las Bambas Fase III.

Anexo 2. Certificados de Funcionamiento y Operatividad de Equipos Topográficos

LABORATORIO DE EQUIPOS TOPOGRÁFICOS-ELECTRÓNICOS
Una empresa del Grupo Geo Systems S.A.C.

Proveedor De Servicios Autorizado

GEO SERVICE RENT cuenta con certificaciones ISO 9001:2008 / ISO 14001:2004 / OHSAS18001:2007 aprobado por SGS de Perú S.A.C.

Certificado de Servicio de Calibración

Nombre Cliente:	MOTA ENGLI PERU S.A	No. Certificado:	17-0456
Equipo:	ESTACIÓN TOTAL	Fecha de Calibración:	29/05/2017
Marca:	TRIMBLE	Fecha de Vencimiento:	29/11/2017
Modelo:	S6 2" DR PLUS	Revisión:	2.0
Número de Serie:	93010554		

GEO SERVICE RENT S.A.C. certifica que el equipo topográfico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estándares internacionales establecidos (DIN 18723).

Además, Geo Service Rent S.A.C., empresa del grupo Geo Systems S.A.C., bajo la acreditación de SGS ISO 9001:2008, certifica que el instrumento identificado arriba ha sido calibrado en concordancia con los procedimientos de calibración establecidos por el fabricante. Estos procedimientos de calibraciones están controlados por el ISO9001 y son diseñados para certificar que cumplen con las especificaciones establecidas por el fabricante detallado en el manual de usuario.

Patrón: Cinta métrica, marca Yamayo, modelo Pro Stainless, número de serie R250104, certificado de calibración LLA-272-2016 emitido por INACAL – Instituto Nacional de Calidad – Laboratorio de Longitud y Angulo.
Estación Total marca Trimble, modelo M3 DR 1", número de serie D015282, Certificado de Calibración 152303001 emitido por el Centro Español de Metrología – CEM.

Certificados: Certificado de Centro de Servicio Autorizado por Trimble Navigation Ltd.
Certificado de Centro de Servicio Autorizado por TI Asahi (Pentax)

Resultado de la calibración: Se indican en la página 2 del presente Certificado.

Condiciones ambientales de medición: Temperatura: 23.1 °C con variaciones que no excedieron +/-0,5 °C

Lugar de calibración: Centro de Servicio Técnico Autorizado – Geo Service Rent S.A.C.

Observaciones: Los resultados obtenidos corresponden al promedio de 10 mediciones
Se coloca una etiqueta indicando fecha de calibración y número de certificado
La periodicidad de la calibración está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición.

- Este Certificado no atribuye al equipo otras características que las indicadas por los datos aquí contenidos. Los resultados se refieren al momento y condiciones en que se efectuaron las mediciones. Se garantiza la trazabilidad a los patrones nacionales.
- No se permite la reproducción parcial de este documento sin autorización expresa para ello.

Sello 	Fecha 29/05/2017	Gerente de Servicio Técnico Ing. Gustavo Sonan M.	Responsable de la Calibración RAFAEL ANCHO G.
-----------	---------------------	--	--

Página 1 de 2

Equipos para Geomatica, Estaciones totales
GNSS, Software de Aplicaciones 3D
Escaner 3D, Machine Control



CERTIFICADO DE FUNCIONAMIENTO Y OPERATIVIDAD

N° 11908T/18

OTORGADO A:

MOTA ENGIL PERU S.A

Equipos	Marca	Modelo	Serie
RECEPTOR GPS	TOPCON	GR 5	1118-20609

CUADRO DE PRECISIONES INDICADAS POR EL FABRICANTE: (1 sigma)

Equipos	POST PROCESO		RTK	
	* Horizontal	* Vertical	* Horizontal	* Vertical
RECEPTOR GNSS L1/L2, CA, RTK	3mm+0.5ppm	5mm+0.5ppm	10mm+1ppm	15mm+1ppm

* Por línea base

GEOMATIC INSTRUMENTS CORPORATION SAC "GEINCOR SAC" en su calidad de Único Distribuidor Autorizado de la Marca TOPCON, mediante su Laboratorio de Servicio Técnico certificado y autorizado por su proveedor Topcon Positioning Systems, certifica que habiendo efectuado las pruebas y regulaciones a los instrumentos anteriormente mencionados se encuentran dentro de las especificaciones técnicas de fábrica en lo referente a la precisión obtenida en postproceso y tiempo real.

PATRON UTILIZADO:

Estacion de Rastro Permanente GNSS NET-G3A L1/L2, RTK con Antena Geodesica Choke Ring CR-G5, Software Pinnacle Post Proceso, patronados por el Fabricante Topcon.

NOTA:

Los Receptores GNSS antes mencionados son de fabricacion Año 2014 y cuentan con las últimas tecnologías aplicadas a los Sistemas GNSS, los cuales son reconocidos en el Peru por su alta precisión y eficiencia en los trabajos efectuados.

Se expide el presente certificado a solicitud de la parte interesada, para los fines que estime conveniente.

Se sugiere efectuar una revision en el periodo máximo de 06 meses antes del 27 de Febrero del 2019.

Santiago de Surco, 28 de Agosto del 2018.

CHRISTIAN MENDEZ P.
GERENTE SERV. TECNICO



MOTA ENGIL PERU S.A.

Carlos Pizarro Quipe
JEFE DE TOPOGRAFIA
PROY. PRESA VE RELAVES - ETAPA III
06/09/18

Nota: Tener en cuenta que los accesorios (Bases nivelantes y Bastones) son muy importantes para mantener la precisión del Receptor GNSS. Revisar periodicamente dichos accesorios ya que esto puede ocasionar imprecisiones en su resultado.

SOKKIA FARO Geomagic BDSYSTEMS Artrec 3D TOPCON

Av. Paseo De La Castellana N° 567 - Surco
(01) 448 1889 / (01) 448 1891 / (01) 273 8230
946 206 342 981 044 863 981 044 865



ventas@geincor.com / geincor@geincor.com

www.geincor.com

Síguenos en:

Equipos para Geomatica, Estaciones totales
GNSS, Software de Aplicaciones 3D
Escaner 3D, Machine Control



CERTIFICADO DE FUNCIONAMIENTO Y OPERATIVIDAD

N°11365T/18

OTORGADO A:

MOTA ENGIL PERU S.A

Equipos	Marca	Modelo	Serie
RECEPTOR GPS	TOPCON	GR 5	1118-20611

CUADRO DE PRECISIONES INDICADAS POR EL FABRICANTE: (1 sigma)

Equipos	POST PROCESO		RTK	
	* Horizontal	* Vertical	* Horizontal	* Vertical
RECEPTOR GNSS L1/L2,CA, RTK	3mm+0.5ppm	5mm+0.5ppm	10mm+1ppm	15mm+1ppm

* Por linea base

GEOMATIC INSTRUMENTS CORPORATION SAC "GEINCOR SAC" en su calidad de Único Distribuidor Autorizado de la Marca TOPCON, mediante su Laboratorio de Servicio Técnico certificado y autorizado por su proveedor Topcon Positioning Systems, certifica que habiendo efectuado las pruebas y regulaciones a los instrumentos anteriormente mencionados se encuentran dentro de las especificaciones técnicas de fabrica en lo referente a la precision obtenida en postproceso y tiempo real.

PATRON UTILIZADO:

Estacion de Rastro Permanente GNSS NET-G3A L1/L2, RTK con Antena Geodesica Choke Ring CR-G5, Software Pinacle Post Proceso, patronados por el Fabricante Topcon.

NOTA:

Los Receptores GNSS antes mencionados son de fabricacion Año 2014 y cuentan con las ultimas tecnologias aplicadas a los Sistemas GNSS, los cuales son reconocidos en el Peru por su alta precision y eficiencia en los trabajos efectuados.

Se expide el presente certificado a solicitud de la parte interesada, para los fines que estime conveniente.

Se sugiere efectuar una revision en el periodo máximo de 06 meses antes del 18 de Septiembre del 2018.

Santiago de Surco, 19 de Marzo del 2018.

CRISTHIAN MENESES P.
GERENTE SERV. TECNICO



Nota: Tener en cuenta que los accesorios (Bases nivelantes y Bastones) son muy importantes para mantener la precision del Receptor GNSS. Revisar periodicamente dichos accesorios ya que esto puede ocasionar imprecisiones en su resultado.

SOKKIA FARO Geomagic BDSYSTEMS Artec 3D TOPCON

Av. Paseo De La Castellana Nro. 567 - Surco
 (01) 448-1889 / (01) 448-1891 / (01) 273-8230
 RPM # 995 504 199 / RPM # 946 206 342

ventas@geincor.com / geincor@geincor.com
 www.geincor.com
 Siguenos en:

MEP-10193-TPN-CER-002



ISO 9001:2008 / ISO 14001:2004 / OHSAS18001:2007



Certificado de Servicio de Calibración

Nombre Cliente:	MOTA ENGL PERU S.A.	No. Certificado:	16-0759
Equipo:	NIVEL AUTOMÁTICO	Fecha de Calibración:	19/05/2016
Marca:	PENTAX	Fecha de Vencimiento:	19/11/2016
Modelo:	AFL-321	Revisión:	1.1
Número de Serie:	888031		

GEO SERVICE RENT S.A.C. certifica que el equipo topográfico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estándares internacionales establecidos (DIN 18723).

Además, Geo Service Rent S.A.C., empresa del grupo Geo Systems S.A.C., bajo la acreditación de SGS ISO 9001:2008, certifica que el instrumento identificado arriba ha sido calibrado en concordancia con los procedimientos de calibración establecidas por el fabricante. Estos procedimientos de calibraciones están controlados por el ISO9001 y son diseñados para certificar que cumplen con las especificaciones establecidas por el fabricante detallado en el manual de usuario.

- Patrón:** Cinta métrica, marca Yamayo, modelo Pro Stainless, número de serie R250104, certificado de calibración LLA-530-2014 emitido por Indecopi – Servicio Nacional de Metrología – Laboratorio de Longitud y Angulo.
- Certificados:**
- Certificado de Operatividad de la Fábrica Trimble: Certificado de Precisión de acuerdo a las normas DIN 18723, Distancias y Ángulos, y Rango de Medición emitido por el mismo fabricante, Trimble Navigation Ltd. (Estación Total S8 1" DR PLUS N° 93310211 empleado como referencia en el Procedimiento GSR-P-06 PATRON DE DISTANCIAS)
 - Certificado de Centro de Servicio Autorizado por Trimble Navigation Ltd.
 - Certificado de Centro de Servicio Autorizado por TI Asahi (Pentax)
- Resultado de la calibración:** Se indican en la hoja 2 del presente Certificado de Servicio.
- Condiciones ambientales de medición:** Temperatura: 24.1 °C con variaciones que no excedieron +0.5 °C
- Lugar de calibración:** Centro de Servicio Técnico Autorizado – Geo Service Rent S.A.C.
- Observaciones:** Los resultados obtenidos corresponden al promedio de 10 mediciones. Se coloca una etiqueta indicando fecha de calibración y número de certificado. La periodicidad de la calibración está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición.
- Este Certificado no atribuye al equipo otras características que las indicadas por los datos aquí contenidos. Los resultados se refieren al momento y condiciones en que se efectuaron las mediciones. Se garantiza la trazabilidad a los patrones nacionales.
 - No se permite la reproducción parcial de este documento sin autorización expresa para ello.



Sello	Fecha	Gerente de Servicio Técnico	Responsable de la Calibración
	19/05/2016	Ing. Gustavo Sonari M.	Daniel Sanchez A.

Página 1 de 2
 ING. CIP. LUIS GONZALO PINTO QUISEP
 Registro 180422 - CIVIL
 V.B. OC-MEP

GEO SERVICE RENT S.A.C. Telf. +51.1 315 2920 soporte@geosystemsperu.com www.geosystemsperu.com
 Av. Javier Prado Este 1402, Of.601, Urb. Corac, San Isidro, Lima 027 - Peru

Anexo 3. Especificaciones Técnicas de Equipos Topográficos

PENTAX | Serie AFL

Especificaciones técnicas

TELESCOPIO

Imagen	vertical
Aumentos	32 x
Apertura de objetivo	45 mm
Poder de resolución	2.5"
Campo visual	2.3 % (1°20")
Distancia de enfoque mínimo	0.6 m/ 24"
Factor de multiplicación	100
Factor de adición	0

ENFOQUE AUTOMÁTICO

Método de medición	método por contraste de fase
--------------------	------------------------------

ALIMENTACIÓN

Una pila de litio 6V (2CR5)	
Capacidad	unas 6000 mediciones

COMPENSADOR

Rango del compensador	± 12'
Precisión de la reflexión	± 0.5"
Desviación estándar	± 0.8 mm
(1km niveladas de doble recorrido)	± 0.4 mm

NIVEL CIRCULAR

Sensibilidad	8' / 2 mm
Círculo horizontal	Metal
Diámetro	96 mm
Graduación	1°/1G (360° or 400 G)
Método de lectura	Índice
Estimación	0.1°/0.1G
Método de nivelación de la base	Tornillos

DIMENSIONES / PESO

Instrumento (mm)	L247 x A153 x A149 / 2.1 kg
Maletín (mm)	L364 x A200 x A180 / 1.5 kg

La serie AFL ofrece una gran variedad de accesorios ópticos para diferentes tipos de trabajo.

- **Oculares diagonales (SBL2)**
El ocular diagonal SBL2 puede usarse cuando el espacio es limitado o cuando se configura bajo.
- **Micrómetro paralelo (SM5)**
El micrómetro de placa paralelo SM5, montado en la parte frontal del telescopio, permite una lectura de hasta 0,1mm.
- **Dispositivo de iluminación (EP)**
Situado en la parte frontal del telescopio, ilumina la retícula del mismo, permitiendo trabajar durante la noche o en espacios oscuros, como túneles.

Configuración estándar

Instrumento con pila de litio de 6V, Tapa del objetivo, Plomada óptica, Llave hexagonal, Cepillo para el objetivo, Cubierta impermeable, Manual de instrucciones, Maletín de transporte

TRIMBLE S6 DR PLUS

RENDIMIENTO

Medición de ángulos

Tipo de sensor Codificador absoluto con lectura diamétrica

Precisión (Desviación típica según DIN 18723) 2" (0,6 mgon)
3" (1,0 mgon), 6 5" (1,5 mgon)

Lectura de ángulos (cuenta mínima)

Estándar 1" (0,3 mgon)

Rastreo (seguimiento) 2" (0,6 mgon)

Observaciones medias 0,1" (0,03 mgon)

Compensador de nivelación automática

Tipo Centered dual-axis

Precisión 0,5" (0,15 mgon)

Rango ± 5,4' (±100 mgon)

Medición de distancias

Precisión (RMSE)

Modo Prisma

Estándar 2 mm + 2 ppm (0,0065 pies + 2 ppm)

Desviación estándar según la norma ISO17123-4 1 mm + 2 ppm (0,003 pies + 2 ppm)

Rastreo (seguimiento) 4 mm + 2 ppm (0,013 pies + 2 ppm)

Modo DR

Estándar 2 mm + 2 ppm (0,0065 pies + 2 ppm)

Rastreo (seguimiento) 4 mm + 2 ppm (0,013 pies + 2 ppm)

Tiempo de medición

Modo Prisma

Estándar 1,2 s

Rastreo (seguimiento) 0,4 s

Modo DR

Estándar 1-5 s

Rastreo (seguimiento) 0,4 s

Alcance

Modo Prisma (bajo condiciones despejadas estándar^{1,2})

1 prisma 2500 m (8202 pies)

1 prisma modo Largo alcance 5500 m (18,044 pies) (alcance máx.)

Alcance más corto 0,2 m (0,65 pies)

Modo DR

	Bueno (Buena visibilidad, luz ambiental baja)	Normal (Visibilidad normal, luz de sol moderada, cierto nivel de resplandor térmico)	Difícil (Calima, objeto en luz solar directa, turbulencia)
Tarjeta blanca (90% reflectante) ³	1.300 m (4.265 pies)	1.300 m (4.265 pies)	1.200 m (3.937 pies)
Tarjeta gris (18% reflectante) ³	600 m (1.969 pies)	600 m (1.969 pies)	550 m (1.804 pies)

Alcance más corto 1 m (3,28 pies)

Alcances DR (típico)

Hormigón 600-800 m (1968-2624 pies)

Construcción de madera 400-800 m (1312-2624 pies)

Construcción metálica 400-500 m (1312-1640 pies)

Rocas claras 400-600 m (1312-1968 pies)

Rocas oscuras 300-400 m (984-1312 pies)

Lámina reflexiva de 20 mm 1000 m (3280 pies)

Modo de alcance extendido DR

Tarjeta blanca (90% reflectante)³ 2000-2200 m

Tarjeta gris (18% reflectante)³ 900-1000 m

Precisión 10 mm + 2 ppm (0,033 pies + 2 ppm)

Cámara

Chip Sensor de imágenes digitales en color

Resolución 2048 x 1536 píxeles

Longitud focal 23 mm (0,07 pies)

Profundidad del campo 3 m al infinito (9,84 pies al infinito)

Campo visual 16,5° x 12,3° (18,3 gon x 13,7 gon)

Digital zoom 4-step (1x, 2x, 4x, 8x)

Exposure Automatic

Brightness User-definable

Zoom digital 4 incrementos (1x, 2x, 4x, 8x)

Exposición Automática

Brillo Definido por el usuario

Contraste Definido por el usuario

Almacenamiento de imágenes Hasta 2048 x 1536 píxeles

Formato de archivo JPEG

ESPECIFICACIONES GENERALES

EDM SPECIFICATIONS

Light source	Pulsed laserdiode 905 nm, Laser class 1
Laser pointer coaxial (standard)	Laser class 2
Beam divergence	
Horizontal	4 cm/100 m (0.13 ft/328 ft)
Vertical	8 cm/100 m (0.26 ft/328 ft)
Atmospheric correction	-130 ppm to 160 ppm continuously

Nivelación

Nivel esférico en plataforma nivelante	8/2 mm (8/0,007 pies)
Sistema servoasistido	Tecnología servoasistida MagDrive, sensor angular servoasistido, control electromagnético directo

Velocidad de rotación	115 grados/s (128 gon/s)
Tiempo de rotación de Cara 1 (CD) a Cara 2 (CI)	2,6 s
Tiempo de posicionamiento 180 grados (200 gon)	2,6 s
Tornillos de bloqueo y movimientos lentos	Servocontrol, ajuste fino sin fin

Centrado

Sistema de centrado	3 pines de Trimble
Plomada óptica	Plomada óptica incorporada
Aumentos/distancia de enfoque más corta	2,3x/0,5 m (1,6 pies) al infinito

Telescopio

Aumentos	30x
Apertura	40 mm (1,57 pulg)
Campo visual en 100 m (328 pies)	2,6 m en 100 m (8,5 pies en 328 pies)
Distancia de enfoque más corta	1,5 m (4,92 pies) al infinito
Cruz filar iluminada	Variable (10 pasos)

Tracklight incorporado	No disponible en todos los modelos
Temperatura de funcionamiento	-20 °C a +50 °C (-4 °F a +122 °F)
Resistente al polvo e impermeable	Según estándar IP55

Fuente de alimentación

Batería interna	Batería Li-ion recargable de 11,1 V, 5,0 Ah
Tiempo de funcionamiento ⁴	
Con una batería interna	Aprox. 6,5 horas
Con tres baterías internas en un adaptador para batería múltiple	Aprox. 20 horas
Soporte robótico con una batería interna	13,5 horas
Tiempo de funcionamiento con vídeo robótico ⁴	
Una batería	5,5 horas
Tres baterías en el adaptador de batería múltiple	17 horas

Peso

Instrumento (servoasistido/Autolock)	5,15 kg (11,35 lb)
Instrumento (Robótico)	5,25 kg (11,57 lb)
Controlador Trimble CU	0,4 kg (0,88 lb)
Plataforma nivelante	0,7 kg (1,54 lb)
Batería interna	0,35 kg (0,77 lb)
Altura del eje de muñones	196 mm (7,71 pulg)
Comunicación	USB, en serie, Bluetooth ^{®5}
Seguridad	Protección con contraseña de doble capa: disponible en algunos modelos



13/4/2019

GR-5 | Topcon Positioning Systems, Inc.

GR-5 Especificaciones

Seguimiento GNSS

Señales con seguimiento* GPS, GLONASS, Galileo*, BeiDou*, SBAS, y QZSS
 Cantidad de canales Vanguard Technology™ de 226 canales con canales de seguimiento universal

**La asistencia para las señales Galileo y Beidou (BDS) está incorporada y estará disponible a través de firmware y ampliaciones de autorización de opción de software (OAF).*

Precisión

Precisión Static/Fast Static: H: 3.0 mm + 0.4 ppm V: 5.0 mm + 0.5 ppm
 * Precision Static: H: 3.0 mm + 0.1 ppm V: 3.5 mm + 0.4 ppm
 RTK (L1+L2): H: 5 mm + 0.5 ppm V: 10 mm + 0.8 ppm

**See brochure for more information.*

Comunicaciones

Salida de radio base 1,0W
 Celular Integrated HSPA+/CDMA
 Comunicaciones E/S USB y serie Bluetooth® Clase 2

Datos

Memoria Tarjeta de memoria SD/SDHC extraíble
 Salida de datos en tiempo real TPS, RTCM SC104 v2.x, 3.x and MSM, CMR/CMR+
 Salida ASCII NMEA 0183 version 2.x, 3.x and 4.x

Físico Y Ambiental

Caja Carcasa de magnesio de perfil en doble T
 Temperatura de funcionamiento* De -40 °C a 70 °C (de -40 °F a 158 °F)
**De -30 °C a +60 °C con baterías integradas.*

Certificaciones Y Estándares

Protección contra el agua/polvo IP66
 Índice de choque Caída desde jalón de 2 m a hormigón IEC 60068-2-29 IEC 60068-2-27
 Índice de vibración Conforme a MIL-STD 810F - 514.5-Cat.24

⊕ Soporte y formación

Topcon Positioning Spain, S.L.U.
 Avenida de la industria,
 35, Tres Cantos, España España
 For more information, and to locate a dealer closest to you, visit:
<https://www.topconpositioning.com/#dealerModal>
 ©2019, Topcon Positioning Systems, Inc.

<https://www.topconpositioning.com/es/gnss-and-network-solutions/integrated-gnss-receivers/gr-5#panel-product-specifications>

3/3

Anexo 4. Datos de nivelación obtenida en campo

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
P21-BM	0.679		0.640		4088.081
	1.556	0.665	0.564	0.654	4088.095
	1.078	0.585	1.159	1.535	4089.066
	1.005	1.177	0.778	1.060	4088.967
	0.351	0.790	1.313	0.993	4089.182
	0.051	1.324	1.548	0.340	4088.209
	0.142	1.533	1.550	0.066	4086.727
	0.462	1.566	1.311	0.127	4085.304
	0.174	1.320	1.773	0.453	4084.446
	0.328	1.795	1.950	0.152	4082.825
	0.362	1.955	2.312	0.322	4081.197
	0.912	2.324	1.083	0.350	4079.235
	0.545	1.090	1.829	0.905	4079.057
	0.816	1.786	1.697	0.588	4077.816
	0.183	1.720	1.374	0.793	4076.912
	0.540	1.434	1.369	0.123	4075.661
	2.868	1.380	0.368	0.528	4074.82
	1.708	0.409	1.850	2.827	4077.279
	1.641	1.890	1.978	1.668	4077.097
	1.028	2.013	0.908	1.606	4076.725
	1.656	0.916	0.356	1.021	4076.838
	2.024	0.400	0.481	1.612	4078.094
	1.222	0.508	0.449	1.997	4079.61
	1.598	0.465	1.383	1.206	4080.367
	1.259	1.376	1.378	1.605	4080.589
	1.494	1.383	0.900	1.254	4080.465
	1.931	0.910	0.505	1.483	4081.048
	1.975	0.496	0.328	1.940	4082.483
	1.901	0.346	1.118	1.957	4084.112
	1.540	1.139	0.557	1.880	4084.874
	2.869	0.567	0.152	1.530	4085.847
	2.664	0.164	0.269	2.857	4088.552
	1.646	0.273	1.195	2.660	4090.943
	1.574	1.216	0.231	1.625	4091.373
	2.856	0.259	1.764	1.546	4092.688
	0.440	1.768	2.329	2.852	4093.776
	0.555	2.343	1.948	0.426	4091.873
	0.684	1.973	1.986	0.530	4090.455
	0.547	1.991	1.889	0.679	4089.148
	0.044	1.923	2.707	0.512	4087.771
	0.555	2.703	1.472	0.048	4085.112
	0.276	1.488	1.603	0.539	4084.179
	0.450	1.629	2.390	0.250	4082.826
	0.346	2.420	1.735	0.420	4080.856

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
	0.790	1.772	1.236	0.310	4079.431
	0.973	1.270	1.236	0.756	4078.951
	0.803	1.262	0.457	0.946	4078.661
	2.923	0.464	0.152	0.796	4079.000
	2.956	0.186	0.209	2.890	4081.738
	2.880	0.240	0.144	2.925	4084.454
	2.957	0.177	0.234	2.847	4087.157
	2.940	0.271	0.154	2.920	4089.843
	2.908	0.165	0.236	2.930	4092.619
	2.924	0.259	0.091	2.885	4095.268
P20		0.131		2.883	4098.060
P20	0.256	2.737	2.713	0.233	4098.060
	0.500	1.869	1.863	0.494	4095.581
	0.894	1.393	1.386	0.887	4094.212
	1.335	0.717	0.672	1.290	4093.713
	1.627	1.846	1.792	1.573	4094.331
	1.324	1.659	1.652	1.317	4094.112
	1.107	1.985	1.956	1.077	4093.777
	0.725	1.858	1.802	0.669	4092.898
	0.438	1.252	1.222	0.408	4091.765
	1.676	0.955	0.927	1.648	4090.951
	1.871	0.714	0.693	1.850	4091.672
	1.940	0.724	0.712	1.929	4092.829
	1.710	1.442	1.426	1.694	4094.046
	1.303	0.665	0.647	1.285	4094.314
	1.203	0.790	0.786	1.199	4094.952
	1.792	1.204	1.196	1.784	4095.365
	1.797	0.491	0.481	1.787	4095.953
	1.605	1.119	1.047	1.533	4097.259
	0.374	1.362	1.357	0.369	4097.745
	0.873	2.500	2.467	0.840	4096.757
	2.244	0.058	0.069	2.255	4095.130
	3.700	0.354	0.367	3.713	4097.316
	2.888	0.251	0.242	2.879	4100.662
	1.551	2.144	2.132	1.539	4103.299
	0.805	1.962	1.943	0.786	4102.706
	0.361	2.374	2.353	0.340	4101.549
	0.279	1.965	1.943	0.257	4099.536
	0.674	1.911	1.888	0.651	4097.850
	0.492	1.848	1.817	0.461	4096.613
	0.347	2.312	2.261	0.296	4095.257
	0.704	1.927	1.911	0.688	4093.292
	0.431	2.530	2.507	0.408	4092.069
	0.105	2.744	2.721	0.082	4089.970

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
	1.333	1.255	1.232	1.309	4087.408
	1.070	1.920	1.892	1.042	4086.558
	0.492	1.569	1.557	0.480	4085.481
	0.724	2.953	2.943	0.713	4083.251
	0.574	1.794	1.784	0.564	4082.031
	0.255	1.310	1.295	0.240	4080.976
	1.085	1.583	1.572	1.074	4080.478
	0.875	0.991	0.962	0.846	4080.362
	0.290	1.373	1.363	0.280	4079.279
	1.289	0.935	0.901	1.255	4079.633
	0.986	1.762	1.751	0.975	4078.857
P28A	0.823	0.932	0.927	0.819	4078.749
P28A	0.507		2.184		4078.749
	1.263	2.199	1.383	0.492	4077.057
	1.290	1.354	1.384	1.292	4076.966
	1.210	1.380	1.822	1.294	4076.876
	0.448	1.845	2.820	1.187	4076.241
	0.232	2.827	2.944	0.441	4073.862
	0.296	2.945	2.759	0.231	4071.149
	0.145	2.770	2.935	0.285	4068.675
	0.050	2.948	2.808	0.132	4065.872
	0.121	2.803	3.123	0.055	4063.119
	0.123	3.128	3.961	0.116	4060.112
	0.214	3.968	3.878	0.116	4056.267
	0.166	3.897	3.653	0.196	4052.585
	0.165	3.639	3.774	0.180	4049.112
	0.068	3.803	2.611	0.136	4045.474
	0.038	2.618	1.840	0.061	4042.924
	1.277	1.823	0.850	0.055	4041.139
	2.432	0.866	0.642	1.262	4041.551
	2.977	0.652	0.197	2.422	4043.331
	2.22	0.207	1.020	2.967	4046.101
	1.335	1.035	0.333	2.205	4047.286
	1.400	0.305	1.545	1.363	4048.316
	1.531	1.548	1.835	1.396	4048.167
	0.508	1.850	1.870	1.516	4047.848
	0.074	1.880	2.563	0.498	4046.476
	0.475	2.572	2.600	0.066	4043.979
	0.023	2.607	2.684	0.467	4041.846
	0.273	2.668	2.587	0.039	4039.201
	0.087	2.551	2.603	0.309	4036.923
	0.229	2.601	2.028	0.089	4034.409
	0.047	2.037	2.471	0.220	4032.601
	0.168	2.481	1.694	0.037	4030.167

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
	0.228	1.693	2.651	0.169	4028.642
	0.965	2.677	1.231	0.202	4026.193
	2.537	1.237	0.532	0.959	4025.921
	1.665	0.522	0.550	2.548	4027.937
	1.230	0.568	1.117	1.647	4029.034
	1.008	1.128	1.148	1.219	4029.136
	1.852	1.162	0.944	0.994	4028.982
	1.394	0.956	0.838	1.840	4029.878
	0.762	0.870	1.110	1.362	4030.402
	1.583	1.125	0.490	0.746	4030.038
	2.161	0.502	0.464	1.571	4031.119
	2.252	0.453	0.233	2.172	4032.827
	3.500	0.250	0.645	2.235	4034.829
	2.734	0.649	0.160	3.496	4037.680
	2.935	0.165	0.033	2.729	4040.249
	2.786	0.021	0.112	2.947	4043.163
	2.719	0.138	0.112	2.760	4045.811
	2.933	0.130	0.101	2.701	4048.400
	2.944	0.122	0.023	2.912	4051.211
	2.984	0.032	0.120	2.935	4054.123
	2.816	0.127	0.240	2.976	4056.979
	2.175	0.255	0.164	2.801	4059.540
	2.626	0.178	0.410	2.161	4061.537
	2.092	0.423	0.019	2.613	4063.740
RP1D		0.023		2.088	4065.809
RP1D	0.087		1.991		4065.809
	0.470	2.017	2.530	0.062	4063.880
	0.192	2.534	2.921	0.466	4061.816
	0.243	2.942	2.732	0.171	4059.066
	0.196	2.749	2.183	0.226	4056.560
	0.055	2.201	2.432	0.178	4054.555
	0.499	2.437	1.355	0.050	4052.173
	1.060	1.368	2.913	0.486	4051.304
	0.089	2.921	2.713	1.053	4049.444
	0.170	2.718	3.125	0.083	4046.814
	0.100	3.138	2.510	0.158	4043.847
	0.078	2.523	3.395	0.087	4041.424
	0.603	3.42	2.623	0.053	4038.082
	0.570	2.636	2.092	0.590	4036.049
	0.556	2.195	0.602	0.468	4034.425
	1.580	0.653	1.181	0.505	4034.328
	1.260	1.206	1.187	1.555	4034.702
	1.245	1.226	1.293	1.221	4034.736
	1.340	1.318	0.638	1.220	4034.663

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
	2.820	0.667	0.150	1.311	4035.336
	2.828	0.142	0.117	2.828	4038.014
	2.779	0.131	0.289	2.814	4040.711
	2.872	0.309	0.120	2.759	4043.181
	3.062	0.099	0.052	2.893	4045.954
	2.420	0.048	1.216	3.066	4048.968
	1.305	1.223	1.267	2.413	4050.165
	1.350	1.282	1.241	1.290	4050.188
	1.303	1.264	1.286	1.328	4050.275
	1.322	1.329	1.274	1.260	4050.249
	1.318	1.293	1.299	1.302	4050.277
	1.323	1.302	1.427	1.315	4050.293
	1.360	1.441	1.383	1.309	4050.175
	1.338	1.397	1.306	1.346	4050.138
	1.337	1.319	1.323	1.325	4050.157
	1.335	1.350	1.274	1.310	4050.144
	1.340	1.319	1.280	1.290	4050.160
	1.353	1.340	1.294	1.280	4050.160
	1.328	1.365	1.316	1.282	4050.148
	1.343	1.363	1.251	1.281	4050.113
	1.293	1.293	1.332	1.301	4050.163
	1.325	1.372	1.237	1.253	4050.084
	1.288	1.286	1.196	1.276	4050.123
	1.242	1.220	1.224	1.264	4050.191
	1.250	1.247	1.280	1.219	4050.186
	1.270	1.327	1.160	1.203	4050.109
	1.255	1.201	1.230	1.229	4050.178
	1.372	1.287	1.226	1.198	4050.146
	1.260	1.28	1.295	1.318	4050.238
	1.400	1.333	1.330	1.222	4050.165
	1.348	1.366	1.241	1.364	4050.199
	1.318	1.296	1.256	1.293	4050.251
	1.291	1.287	1.346	1.287	4050.282
	1.363	1.350	1.29	1.288	4050.224
	1.315	1.340	1.273	1.313	4050.247
	1.234	1.313	1.259	1.276	4050.250
	2.370	1.276	0.205	1.216	4050.207
	2.550	0.242	0.447	2.332	4052.334
	2.872	0.477	0.064	2.520	4054.407
	2.808	0.097	0.168	2.840	4057.183
	2.870	0.186	0.103	2.789	4059.804
	2.967	0.121	0.470	2.852	4062.553
	2.739	0.483	0.084	2.954	4065.037
	2.993	0.100	0.140	2.723	4067.676
	2.717	0.162	0.050	2.970	4070.506

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
	3.225	0.068	0.024	2.699	4073.155
	3.039	0.040	0.108	3.209	4076.340
	2.631	0.131	0.295	3.016	4079.248
	1.938	0.295	0.137	2.631	4081.584
TSDH2		0.148		1.927	4083.374
PS21	0.217		1.326		4088.084
	2.400	1.360	1.191	0.183	4086.941
	0.880	1.230	1.569	2.362	4088.112
	1.509	1.586	1.510	0.862	4087.405
	0.331	1.523	2.377	1.496	4087.391
	0.166	2.394	1.692	0.314	4085.328
	0.305	1.709	2.905	0.149	4083.785
	0.088	2.933	1.938	0.277	4081.157
	0.120	1.951	1.723	0.074	4079.293
	0.191	1.747	1.974	0.096	4077.666
	1.193	1.917	1.786	0.248	4075.940
	0.610	1.815	1.818	1.164	4075.318
	0.218	1.869	2.238	0.559	4074.059
	0.466	2.253	2.751	0.203	4072.024
	0.171	2.762	2.243	0.456	4069.729
	0.325	2.229	2.055	0.185	4067.671
	0.067	2.075	2.850	0.305	4065.921
	0.030	2.840	2.775	0.077	4063.148
	0.107	2.760	2.917	0.046	4060.419
	0.061	2.933	2.948	0.090	4057.592
	0.184	2.933	2.968	0.076	4054.720
	0.062	2.988	2.653	0.164	4051.917
	0.196	2.649	0.866	0.067	4049.331
	2.504	0.879	0.150	0.183	4048.648
	0.162	0.160	2.151	2.494	4050.992
	1.400	2.171	0.211	0.142	4048.983
	1.625	0.241	1.828	1.370	4050.142
	0.788	1.854	0.860	1.599	4049.913
	0.312	0.867	1.215	0.781	4049.834
	1.935	1.247	0.212	0.280	4048.899
	1.939	0.183	0.613	1.964	4050.651
	3.087	0.625	0.538	1.927	4051.965
	2.309	0.560	0.102	3.065	4054.492
	1.811	0.092	0.350	2.319	4056.709
	1.995	0.343	0.975	1.818	4058.177
	1.108	0.977	0.156	1.993	4059.195
	1.960	0.119	0.439	1.146	4060.185
	0.200	0.475	2.820	1.924	4061.670
	0.046	2.840	3.153	0.180	4059.030

ESTACION	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	VISTA ATRÁS	VISTA ADELANTE	COTA
	1.220	3.132	0.997	0.067	4055.944
	1.395	1.004	0.389	1.213	4056.160
	3.713	0.414	0.108	1.370	4057.141
	2.769	0.108	0.153	3.713	4060.746
	2.436	0.176	0.175	2.746	4063.339
	2.127	0.177	0.325	2.434	4065.598
	1.772	0.366	1.389	2.086	4067.359
	0.056	1.368	1.156	1.793	4067.763
	2.813	1.136	0.386	0.076	4066.683
	2.675	0.366	0.278	2.834	4069.131
	1.935	0.292	0.229	2.660	4071.513
	2.474	0.267	0.109	1.897	4073.181
	2.82	0.126	0.807	2.456	4075.528
	2.716	0.808	0.087	2.820	4077.541
	2.358	0.089	0.213	2.713	4080.167
	1.470	0.203	0.403	2.369	4082.323
	1.021	0.407	1.034	1.466	4083.386
TSDH2		1.034		1.021	4083.373

Anexo 5. Ficha Técnica de Puntos de Control

FICHA TÉCNICA PUNTO DE CONTROL

**ID PUNTO:
BM-PS20**

Proyecto	PRESA DE RELAVES		Lugar/Pais	APURÍMAC - PERÚ	
Fecha	01/01/2018		Operador	ALEX VIZCARRA Q.	
INSTRUMENTO	EST. TOTAL	Marca	TRIMBLE	Modelo	S6 2'' – DR PLUS
Prec. Angular	2''	Prec. Horiz	2''	Prec. Vertical	2''

ESTACIÓN TOTAL – PARÁMETROS DE MEDICIÓN					
Temp (C)	10°C	Humedad (%H)		Presión Atm (mm HG)	464
# Mediciones Directas :			# Mediciones Invertidas		
GPS – PARÁMETROS DE MEDICIÓN					
Método De Medición		Hora Inicio:		Hora Final:	
RESULTADOS OBTENIDOS					
Método de ajuste		Datum/Sistema de referencia	WGS - 84	Zona	18 S
Margen de error (m)		Modelo geoidal	EMG-96	Otros	
COORDENADAS GEOGRÁFICAS					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal	
-		-		-	
COORDENADAS PLANAS					
Este		Norte		Elevación	
788904.7360		8440936.1590		4098.060	
FOTOGRAFÍA			DESCRIPCIÓN DE LA UBICACIÓN		
			<p>Ubicado al Sur- Este de la Presa de Relaves</p>		

FICHA TÉCNICA PUNTO DE CONTROL

**ID
PUNTO:
BM-PS21**

Proyecto	PRESA DE RELAVES		Lugar/Pais	APURÍMAC - PERÚ	
Fecha	01/01/2018		Operador	ALEX VIZCARRA Q.	
INSTRUMENTO	EST. TOTAL	Marca	TRIMBLE	Modelo	S6 2" – DR PLUS
Prec. Angular	2"	Prec. Horiz	2"	Prec. Vertical	2"

ESTACIÓN TOTAL – PARÁMETROS DE MEDICIÓN

Temp (C)	10°C	Humedad (%H)		Presión Atm (mm HG)	464
# Mediciones Directas :			# Mediciones Invertidas		

GPS – PARÁMETROS DE MEDICIÓN

Método De Medición		Hora Inicio:		Hora Final:	
---------------------------	--	---------------------	--	--------------------	--

RESULTADOS OBTENIDOS

Método de ajuste		Datum/Sistema de referencia	WGS - 84	Zona	18 S
Margen de error (m)		Modelo geoidal	EMG-96	Otros	

COORDENADAS GEOGRÁFICAS

Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal	
-		-		-	

COORDENADAS PLANAS

Este	Norte	Elevación
789675.4930	8441526.1520	4088.081

FOTOGRAFÍA



DESCRIPCIÓN DE LA UBICACIÓN

Ubicado al Nor-Este de la Presa de Relaves

FICHA TÉCNICA PUNTO DE CONTROL

**ID
PUNTO:
BM-PS28A**

Proyecto	PRESA DE RELAVES		Lugar/Pais	APURÍMAC - PERÚ	
Fecha	01/01/2018		Operador	ALEX VIZCARRA Q.	
INSTRUMENTO	EST. TOTAL	Marca	TRIMBLE	Modelo	S6 2" – DR PLUS
Prec. Angular	2"	Prec. Horiz	2"	Prec. Vertical	2"

ESTACIÓN TOTAL – PARÁMETROS DE MEDICIÓN

Temp (C)	10°C	Humedad (%H)		Presión Atm (mm HG)	464
# Mediciones Directas :			# Mediciones Invertidas		

GPS – PARÁMETROS DE MEDICIÓN

Método De Medición		Hora Inicio:		Hora Final:	
---------------------------	--	---------------------	--	--------------------	--

RESULTADOS OBTENIDOS

Método de ajuste		Datum/Sistema de referencia	WGS - 84	Zona	18 S
Margen de error (m)		Modelo geoidal	EMG-96	Otros	

COORDENADAS GEOGRÁFICAS

Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal	
-		-		-	

COORDENADAS PLANAS

Este	Norte	Elevación
788485.5940	8440364.2180	4078.747

FOTOGRAFÍA




DESCRIPCIÓN DE LA UBICACIÓN

Ubicado al Sur - Oeste de la presa de relaves

FICHA TÉCNICA PUNTO DE CONTROL

**ID
PUNTO:
BM-RP1D**

Proyecto	PRESA DE RELAVES		Lugar/Pais	APURÍMAC - PERÚ	
Fecha	01/01/2018		Operador	ALEX VIZCARRA Q.	
INSTRUMENTO	EST. TOTAL	Marca	TRIMBLE	Modelo	S6 2" – DR PLUS
Prec. Angular	2"	Prec. Horiz	2"	Prec. Vertical	2"

ESTACIÓN TOTAL – PARÁMETROS DE MEDICIÓN					
Temp (C)	10°C	Humedad (%H)		Presión Atm (mm HG)	464
# Mediciones Directas :			# Mediciones Invertidas		
GPS – PARÁMETROS DE MEDICIÓN					
Método De Medición		Hora Inicio:		Hora Final:	
RESULTADOS OBTENIDOS					
Método de ajuste		Datum/Sistema de referencia	WGS - 84	Zona	18 S
Margen de error (m)		Modelo geoidal	EMG-96	Otros	
COORDENADAS GEOGRÁFICAS					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal	
-		-		-	
COORDENADAS PLANAS					
Este		Norte		Elevación	
789830.4900		8439525.2220		4065.807	
FOTOGRAFÍA			DESCRIPCIÓN DE LA UBICACIÓN		
			<p>Ubicado al Sur – Oeste de la Presa de Relaves</p>		

FICHA TÉCNICA PUNTO DE CONTROL

**ID
PUNTO:
BM-
TSDH2**

Proyecto	PRESA DE RELAVES		Lugar/País	APURÍMAC - PERÚ	
Fecha	01/01/2018		Operador	ALEX VIZCARRA Q.	
INSTRUMENTO	EST. TOTAL	Marca	TRIMBLE	Modelo	S6 2" – DR PLUS
Prec. Angular	2"	Prec. Horiz	2"	Prec. Vertical	2"

ESTACIÓN TOTAL – PARÁMETROS DE MEDICIÓN

Temp (C)	10°C	Humedad (%H)		Presión Atm (mm HG)	464
# Mediciones Directas :			# Mediciones Invertidas		

GPS – PARÁMETROS DE MEDICIÓN

Método De Medición		Hora Inicio:		Hora Final:	
---------------------------	--	---------------------	--	--------------------	--

RESULTADOS OBTENIDOS

Método de ajuste		Datum/Sistema de referencia	WGS - 84	Zona	18 S
Margen de error (m)		Modelo geoidal	EMG-96	Otros	

COORDENADAS GEOGRÁFICAS

Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal	
-		-		-	

COORDENADAS PLANAS

Este	Norte	Elevación
790700.5620	8441474.6240	4083.370

FOTOGRAFÍA



DESCRIPCIÓN DE LA UBICACIÓN

Ubicado al Norte de la Presa de Relaves

Anexo 6. Equivalencias de presión atmosférica según altitud

Altitud Metros	Presion Milibares	Presión en mm de Hg	Presion Atmosferica	Altitud Metros	Presion Milibares	Presión en mm de Hg	Presion Atmosferica
0	1013	760	1,000	3000	701	526	0,692
50	1007	756	0,994	3050	697	523	0,688
100	1001	751	0,988	3100	692	519	0,683
150	995	747	0,982	3150	688	516	0,679
200	989	742	0,977	3200	683	513	0,674
250	984	738	0,971	3250	679	509	0,670
300	978	733	0,965	3300	675	506	0,666
350	972	729	0,959	3350	670	503	0,662
400	966	725	0,953	3400	666	500	0,657
450	960	720	0,948	3450	662	496	0,653
500	955	716	0,942	3500	658	493	0,649
550	949	712	0,936	3550	653	490	0,645
600	943	707	0,931	3600	649	487	0,641
650	938	703	0,925	3650	645	484	0,637
700	932	699	0,920	3700	641	481	0,632
750	926	695	0,914	3750	637	478	0,628
800	921	691	0,909	3800	633	475	0,624
850	915	686	0,903	3850	629	471	0,620
900	910	682	0,898	3900	624	468	0,616
950	904	678	0,892	3950	620	465	0,612
1000	899	674	0,887	4000	616	462	0,608
1050	893	670	0,882	4050	612	459	0,604
1100	888	666	0,876	4100	608	456	0,600
1150	883	662	0,871	4150	604	453	0,597
1200	877	658	0,866	4200	600	450	0,593
1250	872	654	0,860	4250	597	447	0,589
1300	867	650	0,855	4300	593	445	0,585
1350	861	646	0,850	4350	589	442	0,581
1400	856	642	0,845	4400	585	439	0,577
1450	851	638	0,840	4450	581	436	0,573
1500	846	634	0,834	4500	577	433	0,570
1550	840	630	0,829	4550	573	430	0,566
1600	835	626	0,824	4600	570	427	0,562
1650	830	623	0,819	4650	566	424	0,559
1700	825	619	0,814	4700	562	422	0,555
1750	820	615	0,809	4750	558	419	0,551
1800	815	611	0,804	4800	555	416	0,548
1850	810	607	0,799	4850	551	413	0,544
1900	805	604	0,794	4900	547	411	0,540
1950	800	600	0,789	4950	544	408	0,537
2000	795	596	0,785	5000	540	405	0,533
2050	790	593	0,780	5050	537	402	0,530
2100	785	589	0,775	5100	533	400	0,526
2150	780	585	0,770	5150	529	397	0,523
2200	775	582	0,765	5200	526	394	0,519
2250	771	578	0,761	5250	522	392	0,516
2300	766	574	0,756	5300	519	389	0,512
2350	761	571	0,751	5350	515	387	0,509
2400	756	567	0,746	5400	512	384	0,505
2450	752	564	0,742	5450	508	381	0,502
2500	747	560	0,737	5500	505	379	0,498
2550	742	557	0,732	5550	502	376	0,495
2600	737	553	0,728	5600	498	374	0,492
2650	733	550	0,723	5650	495	371	0,488
2700	728	546	0,719	5700	492	369	0,485
2750	724	543	0,714	5750	488	366	0,482
2800	719	539	0,710	5800	485	364	0,479
2850	715	536	0,705	5850	482	361	0,475
2900	710	533	0,701	5900	478	359	0,472
2950	706	529	0,696	5950	475	356	0,469

Anexo 7. Control de capas – presa de relaves las Bambas



CONTROL - CAPAS DE RELLENOS ETAPA III

Proyecto : CONSTRUCCION DE LA ETAPA 3 DE LA PRESA DE RELAVES

Propietario : MINERA LAS BAMBAS S.A.

Lugar : Apurímac - PERU

CURB DE CONCRETO		MATERIAL 1B		MATERIAL 2A		MATERIAL 2	
Cuerpo	Cota	Capa	Cota	Capa	Cota	Capa	Cota
						1	3886.200
						2	3887.800
						3	3889.400
						4	3891.000
						5	3892.600
						6	3894.200
						7	3895.800
						8	3897.400
						9	3899.000
						10	3900.600
						11	3902.200
						12	3903.800
						13	3905.400
						14	3907.000
						15	3908.600
						16	3910.200
						17	3911.800
						18	3913.400
						19	3915.000
						20	3916.600
						21	3918.200
						22	3919.800
						23	3921.400
						24	3923.000
						25	3924.600
						26	3926.200
						27	3927.800
						28	3929.400
						29	3931.000
						30	3932.600
						31	3934.200
						32	3935.800
						33	3937.400
						34	3939.000
						35	3940.600
						36	3942.200
						37	3943.800
						38	3945.400

CURB DE CONCRETO		MATERIAL 1B		MATERIAL 2A		MATERIAL 2	
Cuerpo	Cota	Capa	Cota	Capa	Cota	Capa	Cota
						39	3947.000
						40	3948.600
						41	3950.200
						42	3951.800
						43	3953.400
						44	3955.000
						45	3956.600
						46	3958.200
						47	3959.800
						48	3961.400
						49	3963.000
						50	3964.600
						51	3966.200
						52	3967.800
						53	3969.400
						54	3971.000
						55	3972.600
						56	3974.200
						57	3975.800
						58	3977.400
						59	3979.000
						60	3980.600
						61	3982.200
						62	3983.800
						63	3985.400
						64	3987.000
						65	3988.600
						66	3990.200
						67	3991.800
						68	3993.400
						69	3995.000
						70	3996.600
						71	3998.200
						72	3999.800
						73	4001.400
						74	4003.000
						75	4004.600
						76	4006.200

CURB DE CONCRETO		MATERIAL 1B		MATERIAL 2A		MATERIAL 2	
Cuerpo	Cota	Capa	Cota	Capa	Cota	Capa	Cota
						77	4007.800
						78	4009.400
						79	4011.000
						80	4012.600
						81	4014.200
						82	4015.800
						83	4017.400
						84	4019.000
						85	4020.600
						86	4021.800
						87	4023.400
						88	4025.000
						89	4026.600
						90	4028.200
						91	4029.800
						92	4031.400
						93	4033.000
						94	4034.600
						95	4036.200
						96	4037.800
						97	4039.400
						98	4041.000
						99	4042.600
						100	4044.200
						101	4045.800
						102	4047.400
						103	4049.000
						104	4050.600
1	4050.600	1	4050.600	1	4050.600		
2	4051.000	2	4051.000	2	4051.000		
3	4051.400	3	4051.400	3	4051.400	105	4052.200
4	4051.800	4	4051.800	4	4051.800		
5	4052.200	5	4052.200	5	4052.200		
6	4052.600	6	4052.600	6	4052.600		
7	4053.000	7	4053.000	7	4053.000	106	4053.800
8	4053.400	8	4053.400	8	4053.400		
9	4053.800	9	4053.800	9	4053.800		
10	4054.200	10	4054.200	10	4054.200		
11	4054.600	11	4054.600	11	4054.600	107	4055.400

CURB DE CONCRETO	
Cuerpo	Cota
12	4055.000
13	4055.400
14	4055.800
15	4056.200
16	4056.600
17	4057.000
18	4057.400
19	4057.800
20	4058.200
21	4058.600
22	4059.000
23	4059.400
24	4059.800
25	4060.200
26	4060.600
27	4061.000
28	4061.400
29	4061.800
30	4062.200
31	4062.600
32	4063.000
33	4063.400
34	4063.800
35	4064.200
36	4064.600
37	4065.000
38	4065.400
39	4065.800
40	4066.200
41	4066.600
42	4067.000
43	4067.400
44	4067.800
45	4068.200
46	4068.600
47	4069.000
48	4069.400
49	4069.800

MATERIAL 1B	
Capa	Cota
12	4055.000
13	4055.400
14	4055.800
15	4056.200
16	4056.600
17	4057.000
18	4057.400
19	4057.800
20	4058.200
21	4058.600
22	4059.000
23	4059.400
24	4059.800
25	4060.200
26	4060.600
27	4061.000
28	4061.400
29	4061.800
30	4062.200
31	4062.600
32	4063.000
33	4063.400
34	4063.800
35	4064.200
36	4064.600
37	4065.000
38	4065.400
39	4065.800
40	4066.200
41	4066.600
42	4067.000
43	4067.400
44	4067.800
45	4068.200
46	4068.600
47	4069.000
48	4069.400
49	4069.800

MATERIAL 2A	
Capa	Cota
12	4055.000
13	4055.400
14	4055.800
15	4056.200
16	4056.600
17	4057.000
18	4057.400
19	4057.800
20	4058.200
21	4058.600
22	4059.000
23	4059.400
24	4059.800
25	4060.200
26	4060.600
27	4061.000
28	4061.400
29	4061.800
30	4062.200
31	4062.600
32	4063.000
33	4063.400
34	4063.800
35	4064.200
36	4064.600
37	4065.000
38	4065.400
39	4065.800
40	4066.200
41	4066.600
42	4067.000
43	4067.400
44	4067.800
45	4068.200
46	4068.600
47	4069.000
48	4069.400
49	4069.800

MATERIAL 2	
Capa	Cota
107	4055.400
108	4057.000
109	4058.600
110	4060.200
111	4061.800
112	4063.400
113	4065.000
114	4066.600
115	4068.200
116	4069.800

CURB DE CONCRETO	
Cuerpo	Cota
50	4070.200
51	4070.600
52	4071.000
53	4071.400
54	4071.800
55	4072.200
56	4072.600
57	4073.000
58	4073.400
59	4073.800
60	4074.200
61	4074.600
62	4075.000
63	4075.400
64	4075.800
65	4076.200
66	4076.600
67	4077.000
68	4077.400
69	4077.800
70	4078.200
71	4078.600
72	4079.000
73	4079.400
74	4079.800
75	4080.200

MATERIAL 1B	
Capa	Cota
50	4070.200
51	4070.600
52	4071.000
53	4071.400
54	4071.800
55	4072.200
56	4072.600
57	4073.000
58	4073.400
59	4073.800
60	4074.200
61	4074.600
62	4075.000
63	4075.400
64	4075.800
65	4076.200
66	4076.600
67	4077.000
68	4077.400
69	4077.800
70	4078.200
71	4078.600
72	4079.000
73	4079.400
74	4079.800
75	4080.200

MATERIAL 2A	
Capa	Cota
50	4070.200
51	4070.600
52	4071.000
53	4071.400
54	4071.800
55	4072.200
56	4072.600
57	4073.000
58	4073.400
59	4073.800
60	4074.200
61	4074.600
62	4075.000
63	4075.400
64	4075.800
65	4076.200
66	4076.600
67	4077.000
68	4077.400
69	4077.800
70	4078.200
71	4078.600
72	4079.000
73	4079.400
74	4079.800
75	4080.200

MATERIAL 2	
Capa	Cota
117	4071.400
118	4073.000
119	4074.600
120	4076.200
121	4077.800
122	4079.400
123	4080.600

Anexo 8. Análisis de costos unitarios en software s10

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **1301001** **COSTOS Y PRESUPUESTO DE REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS DIFERENCIAL**
 Sub presupuesto **001** **COSTOS Y PRESUPUESTO DE REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS DIFERENCIAL**
 Partida **01.01** **CONTROL Y REPLANTEO CON ESTACIÓN TOTAL**

Rendimiento	pto/DIA	480.0000	EQ.	480.0000	Costo unitario directo por: pto	11.78
-------------	---------	----------	-----	----------	---------------------------------	-------

Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	0.0333	9.92	0.33
0101010004	OFICIAL		hh	2.0000	0.0333	7.98	0.27
0101030000	TOPÓGRAFO		hh	1.0000	0.0167	18.75	0.31
0103030017	INGENIERO TOPOGRAFO SUPERVISOR		hh	1.0000	0.0167	33.33	0.56
							1.47

Materiales							
02041200010010	CLAVOS DE MADERA 4"		kg		0.0133	4.90	0.07
0231040001	ESTACAS DE MADERA		unid		1.0000	3.90	3.90
02902200040004	SPRAY ANTIESTÁTICO CON ACCESORIOS		unid		0.5000	11.90	5.95
							9.92

Equipos							
0301000020	ESTACIÓN TOTAL		hm	1.0000	0.0167	20.75	0.35
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.47	0.04
							0.39

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **1301001** **COSTOS Y PRESUPUESTO DE REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS DIFERENCIAL**
 Sub presupuesto **001** **COSTOS Y PRESUPUESTO DE REPLANTEO EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN CON ESTACIÓN TOTAL Y GPS DIFERENCIAL**

Fecha **01/04/2019**

Lugar **030502** **APURÍMAC - COTABAMBAS - COTABAMBAS**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
0101010003	OPERARIO	hh	24.0474	9.92	238.55
0101010004	OFICIAL	hh	15.9840	7.98	127.55
0101030000	TOPÓGRAFO	hh	16.0800	18.75	301.50
0103030017	INGENIERO. TOPOGRAFO SUPERVISOR	hh	16.0798	33.33	535.94
					1,203.54
MATERIALES					
02041200010010	CLAVOS DE MADERA 4"	kg	25.5347	4.90	125.12
0231040001	ESTACAS DE MADERA	unid	1,920.0000	3.90	7,488.00
02902200040004	SPRAY ANTIESTÁTICO CON ACCESORIOS	unid	960.0000	11.90	11,424.00
					19,037.12
EQUIPOS					
0301000020	ESTACIÓN TOTAL	hm	8.0160	20.75	166.33
0301000021	GPS DIFERENCIA + ACCESORIOS COMPLETO	hm	8.0640	83.00	669.31
					835.64
Total				S/.	21,076.30

Fecha: **06/04/2019 05:37:38 p.m.**

Anexo 9. Planos

- Plano de ubicación.
- Plano poligonal presa relaves etapa 3.
- Plano de sección de terraplén etapa 3.
- Plano de planta presa de relaves etapa 3.