



**Implementación de un Marco de Referencia Geodésico y una Base de
Contrastación de Equipos Topográficos en el Instituto Agropecuario Superior Andino
IASA I (Hacienda el Prado).**

Oviedo Tirado, Galo Rafael y Perugachi Bedoya, Carlos Julio

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Geográfica y de Medio Ambiente


Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Geógrafo y de Medio
Ambiente

Ing. Luna Ludeña, Marco Patricio, PhD.

29 de marzo del 2023

 **CERTIFICADO DE ANÁLISIS**
magister

TESIS_IASA_OVIEDO_PERUGACHI

< 1%  **< 1%** **Texto entre comillas**
Similitudes 0% similitudes entre comillas
1% Idioma no reconocido

Nombre del documento: TESIS_IASA_OVIEDO_PERUGACHI.pdf	Depositante: WILSON OSWALDO JÁCOME ENRÍQUEZ	Número de palabras: 26.480
ID del documento: d22fdad014da6f68f5f8f75e70411ac11fd3aec8	Fecha de depósito: 3/3/2023	Número de caracteres: 170.937
Tamaño del documento original: 5,15 Mo	Tipo de carga: interface	
	fecha de fin de análisis: 3/3/2023	

Ing. Marco Patricio Luna Ludeña, Ph.D.



Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Carrera de Ingeniería Geográfica y del Medio Ambiente

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación: **“Implementación de un Marco de Referencia Geodésico y una Base de Contrastación de Equipos Topográficos en el Instituto Agropecuario Superior Andino IASA I (Hacienda el Prado)”** fue realizado por los señores **Oviedo Tirado, Galo Rafael y Perugachi Bedoya, Carlos Julio**; el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 29 de Marzo de 2023

Firma:



Firmado electrónicamente por:
**MARCO PATRICIO LUNA
LUDENA**

.....
Ing. Luna Ludeña, Marco Patricio, PhD.

C. C.: 1102596044



Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Carrera de Ingeniería Geográfica y del Medio Ambiente

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, **Oviedo Tirado, Galo Rafael y Perugachi Bedoya, Carlos Julio**, con cédulas de ciudadanía n° 1805060710 y n° 1002705984, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **"Implementación de un Marco de Referencia Geodésico y una Base de Contrastación de Equipos Topográficos en el Instituto Agropecuario Superior Andino IASA I (Hacienda el Prado)"** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 29 de Marzo de 2023

Oviedo Tirado, Galo Rafael

C.C.: 1805060710

Perugachi Bedoya, Carlos Julio

C.C.: 1002705984



Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Carrera de Ingeniería Geográfica y del Medio Ambiente

Autorización de Publicación

Nosotros **Oviedo Tirado, Galo Rafael y Perugachi Bedoya, Carlos Julio**, con cédulas de ciudadanía n° 1805060710 y n° 1002705984, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Implementación de un Marco de Referencia Geodésico y una Base de Contrastación de Equipos Topográficos en el Instituto Agropecuario Superior Andino IASA I (Hacienda el Prado)”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi/nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 29 de Marzo de 2023

Oviedo Tirado, Galo Rafael

C.C.: 1805060710

Perugachi Bedoya, Carlos Julio

C.C.: 1002705984

Dedicatoria

Este trabajo de titulación se lo dedico a mi Dios por haber estado siempre conmigo y escuchar todos los días mis plegarias. A mi madre Elisa que ha sido el motor en mi vida y para toda mi familia, porque sin ella, ninguna de mis metas las hubiera podido alcanzar, a mi padre Galo, por haber sido un pilar fundamental en mi vida para poder realizar todos mis objetivos,

A mis hermanas Paola y Estefanía, que han estado conmigo desde siempre considerándome su hermanito pequeño, con altos y bajos, siempre podrán contar conmigo.

A mis sobrinos y sobrinas, María Paz, Mathías, María Belén, Joaquín y Juan Esteban, que les pueda dar un pequeño ejemplo para que ellos también puedan cumplir todos sus sueños.

A mis ángeles que me cuidan desde el cielo Mami Quina, Tía Angelita y Tía Laurita, su ejemplo de lucha y perseverancia me los llevo siempre conmigo.

Galo

Dedicatoria

El presente proyecto de titulación dedico a mi Dios todo poderoso por darme la vida, siendo mi fuerza interna cada momento y por permitirme superar cada instante de mi vida profesional, como parte del arma del ingeniería del glorioso ejército ecuatoriano.

Dedico también a la memoria de mi padre Luis Gonzalo Perugachi, quien fue mi ejemplo en sembrar valores y virtudes, a mi madre María Bedoya por inculcarme la paciencia, el esfuerzo y la valentía ante la adversidad del día a día, a mi hermana Alba pilar fundamentar en la constancia y la superación, a mis hermanos Klever, Maga, Juan, Lucy y Lenin por ser ejemplo de esfuerzo y superación.

Carlos

Agradecimiento

Expresamos nuestra gratitud al Ejército Ecuatoriano, a través de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, que por medio de la Carrera de Ingeniería Agropecuaria IASA I y el Departamento de Desarrollo Físico, permitieron desarrollar este proyecto de gran importancia.

Al Instituto Geográfico Militar (IGM), por permitir desarrollar este proyecto de tesis con sus equipos de alta tecnología para alcanzar objetivos institucionales.

A la empresa privada Instrumental & Óptica a través de su representante legal, Ingeniero Miguel Pazmiño, por la prestación de un equipo para alcanzar el objetivo de la línea Base de contratación de equipos.

A nuestro apreciado director de tesis Ingeniero Marco Luna Ludeña PhD., quien ha sido nuestro profesor, amigo y compañero, a través de su paciencia, tiempo y apoyo incondicional, quien sembró y nutrió nuestras mentes cada instante con el valioso conocimiento de la enseñanza, la sabiduría de la educación y el aprendizaje de lo que es ser un ingeniero de la ESPE, siendo principal motivador para alcanzar los sueños planteados en nuestras vidas.

A nuestros excelentes docentes; Alexander, Cesar, Tania, Margarita, Izar, Debora, Ricardo, Mario, Alfonso, Neptalí, Esthela, Erika, Paulina, Rodolfo, que nos impartieron su valioso conocimiento, consejos y hoy podemos culminar nuestro anhelado título, la carrera profesional de ingenieros Geógrafos y del Medio Ambiente.

Finalmente expresamos a vuestros queridos compañeros y amigos que nos colaboraron en el desarrollo práctico de nuestro proyecto, Jesenia, Andrea, Valeria, Mabel, Antony, Jessenia, David, Erick, Josué, Darío, Andy y Carlos por el apoyo cuando lo necesitamos.

Galo y Carlos

Índice de Contenido

Dedicatoria.....	6
Dedicatoria.....	7
Agradecimiento.....	8
Resumen	20
Abstract.....	21
Capítulo I	22
Aspectos Generales.....	22
Planteamiento del Problema de Investigación	22
Antecedentes	23
Justificación e Importancia	23
Objetivos	25
Objetivo General	25
Objetivos Específicos	25
Descripción general del trabajo	26
Pregunta de Investigación	27
Metas	27
Capítulo II	29
Conceptos y Generalidades.....	29
Marco de Referencia Geodésico	29
Marco de Referencia Global	29

	10
Marco de Referencia Regional	29
Marco de Referencia Nacional	30
Implementación de un Marco de Referencia Geodésico.....	30
SIRGAS en el Contexto del Marco de Referencia Geodésico Global (GGRF).....	32
Red GNSS de Monitoreo Continuo del Ecuador (REGME).....	33
Gravimetría	35
Nivelación Geométrica	35
Tipos de Nivelación Geométrica.....	35
Nivelación Geométrica Simple.....	35
Nivelación Geométrica Compuesta	36
Base de Contrastación de Equipos Topográficos.....	36
Calibración de instrumentos y herramientas topográficas	38
Diseño de la Línea Base	41
Proceso de Calibración de Equipos Topográficos	44
Procesamiento de Datos	49
Determinación de errores en instrumentos EDM	51
Análisis de resultados de la calibración de los instrumentos.....	52
Error cíclico	53
Constante Aditiva	53
Factor de Escala	53
Normativa Internacional de calibración.....	54

Capítulo III	55
Metodología	55
Identificación de la zona de estudio.....	56
Confirmación de puntos a ser materializados.....	56
Criterios para la construcción de los Mojones	58
Especificaciones técnicas para la construcción de los Mojones	59
Excavación.....	59
Sub-base Clase 2.....	62
Replanteo HS= 180kg/cm ² ; e=10cm.....	63
Acero de Refuerzo.....	63
Doblado de Acero de Refuerzo	65
Encofrado y Desencofrado de Madera	65
Hormigón Simple $f'c = 240$ kg/cm ² En plintos	66
Placa de referencia en acero inoxidable con perno de anclaje	67
Placa de gravimetría de aluminio.....	68
Fundición del Mojón y Colocación de la Placa de Nivelación y Gravimetría	68
Nivelación y Apuntalamiento del Mojón	69
Red Geodésica.....	70
Materiales y Equipos Geodésicos.....	71
Configuración de los equipos GNSS	73
Postproceso	75

	12
Sistemas de coordenadas	77
Procesamiento de líneas base	77
Red de Nivelación Geométrica.....	85
Diseño de la Red de Nivelación.....	85
Equipo de Nivelación.....	87
Procedimiento de toma de datos en Campo.....	88
Trabajo de Gabinete.....	90
Ajuste de la Red de Nivelación Geométrica.....	93
Prueba Chi Cuadrado.....	99
Gravimetría	101
Determinación de la Gravimetría de Hitos y Placas	101
Criterios para la toma de datos Gravimétricos	102
Equipo de Gravimetría.....	103
Trabajo de Campo para la toma de datos Gravimétricos	104
Trabajo de Gabinete.....	105
Estimación de Números Geopotenciales y Alturas Físicas.....	107
Determinación de Parámetros LTM-PTL.....	113
Base de Contrastación de Equipos Topográficos.....	116
Diseño de la Base de Contrastación.....	119
Prueba Chi cuadrado.....	130
Capítulo IV	133

Resultados.....	133
Red Geodésica	133
Red de Nivelación Geométrica.....	138
Valores de Gravedad	141
Determinación de Alturas Físicas.....	143
Determinación de Parámetros PTL	145
Base de Contrastación de Equipos Topográficos.....	147
Capítulo V	148
Conclusiones y Recomendaciones	148
Conclusiones	148
Recomendaciones	150
Bibliografía.....	153

Índice de Tablas

Tabla 1 <i>Detalle de los equipos utilizados</i>	71
Tabla 2 <i>Especificaciones técnicas del equipo</i>	72
Tabla 3 <i>Distancias aproximadas y tiempo de rastreo</i>	75
Tabla 4 <i>Indicador de calidad para la Red Geodésica</i>	77
Tabla 5 <i>Coordenadas de las estaciones de monitoreo continuo utilizadas para la realización de la red geodésica</i>	78
Tabla 6 <i>Datos de rastreo descargados</i>	79
Tabla 7 <i>Distancias aproximadas de las líneas base entre los hitos</i>	81
Tabla 8 <i>Sección de arrastre del punto de control vertical desde X-B-9A hacia el punto SR-P-1A</i>	86
Tabla 9 <i>Detalle de equipos utilizados en la Nivelación Geométrica</i>	87
Tabla 10 <i>Alturas preliminares de los Hitos de Nivelación</i>	91
Tabla 11 <i>Datos para el ajuste de la red de nivelación para los Hitos</i>	94
Tabla 12 <i>Definición de los pesos para la Red de Nivelación</i>	96
Tabla 13 <i>Precisión de las Observaciones Ajustadas de la Red de Nivelación</i>	99
Tabla 14 <i>Equipo de Gravimetría</i>	103
Tabla 15 <i>Coordenadas Geodésicas de Hitos y Placas</i>	105
Tabla 16 <i>Valores de Gravedad medidos para Hitos y Placas</i>	107
Tabla 17 <i>Valores de Números Geopotenciales para los Hitos</i>	108
Tabla 18 <i>Valores de Números Geopotenciales para las Placas</i>	109

Tabla 19 <i>Alturas ortométricas de Helmert para los Hitos</i>	110
Tabla 20 <i>Alturas ortométricas de Helmert para las Placas</i>	111
Tabla 21 <i>Alturas Normales de los Hitos</i>	112
Tabla 22 <i>Alturas Normales de las Placas</i>	113
Tabla 23 <i>Elenco de coordenadas Geodésicas del zona de estudio</i>	113
Tabla 24 <i>Especificaciones técnicas de Estación Total Trimble C5</i>	116
Tabla 25 <i>Especificaciones técnicas de Estación Total Trimble M3</i>	117
Tabla 26 <i>Especificaciones técnicas de Estación Total SOKKIA SET 510</i>	118
Tabla 27 <i>Distancias referenciales entre los hitos de la base de contrastación</i>	119
Tabla 28 <i>Distancias reales entre los hitos de la base de contrastación</i>	120
Tabla 29 <i>Medición de distancias con las Estación Total Trimble C5</i>	121
Tabla 30 <i>Medición de distancias con las Estación Total Trimble M3</i>	122
Tabla 31 <i>Medición de distancias con las Estación Total SOKKIA SET 510</i>	124
Tabla 32 <i>Constantes Aditivas y Factores de Escala calculados</i>	130
Tabla 33 <i>Tiempo de duración entre líneas base</i>	133
Tabla 34 <i>Resultados de error de cierre de bucle GNSS</i>	134
Tabla 35 <i>Módulos fallidos dentro del error de cierre de bucle</i>	135
Tabla 36 <i>Precisiones adaptadas según la FGCS</i>	136
Tabla 37 <i>Tabla sobre los módulos pasados sobre el cierre de bucle</i>	136
Tabla 38 <i>Coordenadas Geodésicas, UTM y ECEF ajustadas de la red</i>	137
Tabla 39 <i>Errores de Cierre de Nivelación para cada tramo</i>	139

Tabla 40 <i>Error de cierre permisible en el circuito de Nivelación</i>	140
Tabla 41 <i>Alturas niveladas ajustadas</i>	141
Tabla 42 <i>Valores de Gravedad medidos para Hitos y Placas</i>	142
Tabla 43 <i>Valores de las Alturas Físicas calculadas</i>	143
Tabla 44 <i>Diferencia entre las Alturas Niveladas y Físicas</i>	145
Tabla 45 <i>Coordenadas LTM-PTL calculadas</i>	146
Tabla 46 <i>Resumen de los datos obtenidos para los equipos topográficos contrastados</i>	147

Índice de Figuras

Figura 1 Zona de estudio de la investigación – Cantón Rumiñahui, parroquia Sangolquí, barrio Selva Alegre	27
Figura 2 Estaciones que forman el ITRF2000	31
Figura 3 Red de SIRGAS de operación continua.....	32
Figura 4 Mapa sobre la Red GNSS de Monitoreo Continuo del Ecuador REGME.....	34
Figura 5 Configuración estándar de la línea base de contrastación.....	37
Figura 6 Línea Base de Calibración localizada en la provincia de Victoria, cantón Bendigo	41
Figura 7 Línea Base de Calibración localizada en la provincia de Victoria, cantón Braeside	42
Figura 8 Línea Base de Calibración localizada en la provincia de Victoria, cantón Mitcham.....	43
Figura 9 Secuencia de observación para una línea de calibración de 7 pilares	46
Figura 10 Secuencia de observación para una línea de calibración de 4 pilares	46
Figura 11 Flujograma del Proyecto de Investigación	55
Figura 12 Izquierda mapa de ubicación inicial, derecha mapa de verificación y corrección de puntos in situ.....	56
Figura 13 Líneas 4 base en línea color turquesa en la ubicación inicial de la línea base de contrastación de equipos	57
Figura 14 Dimensiones, marcación, excavación y colocación de sub-base.....	59
Figura 15 Diseño de la estructura de hierro de los Hitos	60
Figura 16 Vista de la parte superior y en planta de los Hitos	61
Figura 17 Diseño de la Sub-Base Clase 2	62
Figura 18 Relleno de sub-base.....	62

Figura 19 <i>Relleno del replantillo</i>	63
Figura 20 <i>Diseño del acero de refuerzo para los Hitos</i>	63
Figura 21 <i>Doblado acero de refuerzo, estructura del mojón</i>	65
Figura 22 <i>Encofrado utilizado para la construcción de mojones</i>	65
Figura 23 <i>Proceso para la elaboración la mezcla homogénea de HS 240 kg/cm²</i>	66
Figura 24 <i>Toma de muestras de hormigón para las pruebas en laboratorio</i>	66
Figura 25 <i>Anclaje del perno de 5/8" de longitud 3 pulgadas a la estructura de acero del mojón</i>	67
Figura 26 <i>Diseño de la placa inferior del Hito</i>	68
Figura 27 <i>Chequeo de la distancia con prisma estación total y correcta nivelación</i>	69
Figura 28 <i>Desencofrado de mojones</i>	69
Figura 29 <i>Diseño de la red geodésica</i>	70
Figura 30 <i>GNSS Alloy y antena Zephyr Geodetic 3</i>	72
Figura 31 <i>Configuración del registro de datos</i>	73
Figura 32 <i>Rastreo GNSS Trimble Alloy en cada hito de la red geodésica del IASA I</i>	74
Figura 33 <i>Software comercial versión TBC 5.20</i>	76
Figura 34 <i>Pantalla de configuraciones TBC 5.20</i>	76
Figura 35 <i>Datos cargados en TBC 5.20 se identifica en la figura diseñada de las 14 líneas base:</i>	79
Figura 36 <i>Selección de las líneas base a procesar en el software</i>	80
Figura 37 <i>Resultados del procesamiento de las 14 líneas base y se guarda el proceso</i>	81

Figura 38 Verificación de errores (banderas rojas y amarilla).....	82
Figura 39 Línea de tiempo de satélites rastreados el día 4 de enero del 2023 de la línea base H1-H6 nombre de la línea (B30) de fecha 5 de enero del 2023, depurado en color plomo las anomalías del rastreo.....	83
Figura 40 Red Geodésica procesada las líneas base con el criterio de pasar la prueba del Chi Cuadrado.....	83
Figura 41 Red geodésica ajustada con sus respectivas elipses homogéneas de cierre	84
Figura 42 Diseño del circuito de la red de Nivelación Geométrica.....	86
Figura 43 Equipo de nivelación Leica LS15.....	88
Figura 44 Equipo de nivelación Leica DNA10.....	88
Figura 45 Test Chi Cuadrado Unilateral de la Red de Nivelación	101
Figura 46 Equipo de gravimetría utilizado (SCINTREX CG-5).....	103
Figura 47 Toma de lecturas de Gravedad en los Hitos y Placas.....	104
Figura 48 Programa de transformación de parámetros LTM-PTL en el software Matlab	115
Figura 49 Estación Total Trimble C5 utilizada	117
Figura 50 Estación Total Trimble M3 utilizada	118
Figura 51 Estación Total SOKKIA SET 510 utilizada.....	118
Figura 52 Replanteo de las secciones de las distancias de la base de contrastación en el terreno	120
Figura 53 Medición de distancias con las Estaciones Totales	121
Figura 54 Test Chi Cuadrado Unilateral del ajuste de la Constante Aditiva y Factor de Escala para las Estaciones Totales	131

Resumen

En este proyecto de titulación, se ha definido como zona de estudio a la extensión de la Carrera de Ingeniería Agropecuaria IASA I de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, ubicada en la parroquia Selva Alegre del cantón Rumiñahui, donde se realizó un Marco de Referencia Geodésico y una Línea Base de Contrastación, y se detallaron las técnicas y los procedimientos necesarios para garantizar que se cumplan las precisiones de proyectos con fines aplicativos en ingeniería. El Marco de Referencia Geodésico y Base de Contrastación están conformados por cuatro fases; la primera fase contempló la implantación de una red de control horizontal de 6 puntos, distribuidos de forma homogénea en el lugar de estudio, permitiendo determinar parámetros cartográficos y geodésicos. La segunda fase contempla la implementación de una red de control vertical materializada en 6 puntos que son los mismos puntos del control horizontal, elaborada mediante nivelación geométrica. En la tercera fase se realizó la materialización de 4 puntos que respecto a la línea base de contrastación, al menos con un punto de la red geodésica que formará parte de la línea base de contrastación, esta infraestructura geodésica también será utilizada como una Línea Base para la contrastación de equipos topográficos a partir de la implantación de nuevos puntos. Finalmente, la cuarta fase está encaminada a establecer un sistema Local Transversal de Mercator (LTM) plasmado en un Plano Topográfico Local para la extensión del IASA I.

Palabras clave: EDM, red geodésica, nivelación geométrica, PTL.

Abstract

In this degree project, the study area has been defined as the extension of the Agricultural Engineering Career IASA I of the University of the Armed Forces ESPE, located in the Selva Alegre parish of the Rumiñahui canton, where a Geodetic Reference Frame and a Contrastation Baseline were carried out, and the necessary techniques and procedures were detailed to ensure that the project accuracies are met for engineering application purposes. The Geodetic Reference Frame and Contrastation Baseline are made up of four phases; the first phase contemplated the implementation of a horizontal control network of 6 points, homogeneously distributed in the study site, allowing the determination of cartographic and geodetic parameters. The second phase contemplated the implementation of a vertical control network materialized in 6 points that are the same points of the horizontal control, elaborated by geometric leveling. In the third phase, the materialization of 4 points was carried out with respect to the contrasting baseline, with at least one point of the geodetic network that will be part of the contrasting baseline, this geodetic infrastructure will also be used as a baseline for the contrasting of topographic equipment from the implementation of new points. Finally, the fourth phase is aimed at establishing a Local Transversal Mercator (LTM) system embodied in a Local Topographic Plan for the extension of IASA I.

Keywords: EDM, geodetic network, geometric leveling, PTL.

Capítulo I

Aspectos Generales

El presente capítulo detalla los aspectos generales relacionados con el proyecto de investigación, como son: el planteamiento del problema, antecedentes, justificación e importancia del proyecto, delimitación del área de estudio, objetivos tanto general como específicos y metas.

Planteamiento del Problema de Investigación

Actualmente el Instituto Agropecuario Superior Andino (IASA I), siendo parte del campus y una de las sedes de la UFA ESPE, no dispone de la actualización y legalización de los predios del terreno, ubicado en el cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha; situación que ha provocado, por años, que los linderos del campus, no se encuentren correctamente definidos, ocasionando conflictos con personas naturales, que buscan invadir propiedad del IASA I.

Adicional a ello, partiendo del problema puntual expuesto; esta investigación, considera la importancia de contar y actualizar, los instrumentos para la enseñanza, investigación y avance en conocimiento, que las Instituciones de Educación Superior, del nivel de la UFA requiere; para ello, es necesario contar con una infraestructura de soporte, que respalde la implantación de proyectos, donde la ejecución de y prácticas preprofesionales para los estudiantes en temáticas como agricultura, topografía, diseño vial, entre otras, sean generadoras de soluciones efectivas, a los problemas identificados. De esta manera, se logra también aportar en el posicionamiento de la UFA, en términos de las nuevas metodologías y herramientas tecnológicas, que permiten el desarrollo de aplicativos innovadores para y desde las ingenierías.

En tal sentido, este trabajo de investigación, plantea el diseño e implantación de una infraestructura geodésica, que pone de manifiesto los conocimientos adquiridos durante el

desarrollo de la carrera de ingeniería geográfica; de forma que se proporcione una herramienta e instrumento, que permita la ejecución de planes, programas y proyectos, a pequeña y gran escala, de manera precisa y eficiente en el uso y ocupación del suelo, a través de mediciones del terreno.

Antecedentes

En la última década del siglo XX y principios del siglo XXI, las nuevas tecnologías asociadas al Sistema Global de Navegación por Satélite (GNSS), han experimentado grandes transformaciones, que han ido sentando, las bases para resolver algunos de los principales problemas de geodesia mundial. Para ello, se han utilizado diversas redes geodésicas en funcionamiento continuo, algunas de las cuales, además de brindar servicios de posicionamiento geodésico para diferentes usuarios, también se utilizan como redes de control y soporte para diversas labores de investigación, como la Red GNSS de Monitoreo Continuo del Ecuador (REGME) (Cisneros, 2020).

De esta forma, aplicar nuevas tecnologías a la topografía y geodesia para optimizar el trabajo de campo y, el procesamiento de la información, da como resultado una precisión superior a otros métodos, proporcionando coordenadas más precisas; desarrollo que es incluso, promovido por Naciones Unidas, en el marco del desarrollo sostenible; situación que se materializa en la Resolución aprobada por la Asamblea General el 26 de febrero de 2015, donde los Estados miembros aprueban (69/266) la generación de un Marco de referencia geodésico mundial, que permita obtener coordenadas reales, con una precisión tal, que dicha información, pueda ser empleada como insumo para el cumplimiento de los macros objetivos de dicha organización internacional (AN ONU, 2015).

Justificación e Importancia

La presente investigación, se enfoca en disponer de un Marco de Referencia Geodésico y una Línea Base de Contrastación para el desarrollo de proyectos técnicos de infraestructura,

con el uso de las tecnologías geoespaciales que se puedan desarrollar en el IASA I, la misma que contará con un soporte de información geoespacial, que a su vez, permitirá la actualización de información de los predios, linderos, problemática que actualmente presenta el IASA I y, de esa manera, contribuir desde la academia, a solventar los problemas asociados, como la ausencia de documentación legalizada del terreno de la UFA ESPE, provocando la posesión de parcelas por parte de personas particulares, lo cual ha ido reduciendo las áreas de estudio, siembra y pastoreo.

Así también, la línea base de contrastación permitirá realizar las prácticas de la institución con fines académicos y, a la vez realizar pruebas de calibración en equipos topográficos de medición horizontal, que puedan evidenciar errores del instrumento.

Este proyecto, es de gran importancia para la UFA ESPE, ya que también proporcionará la aplicación y el desarrollo de la agricultura de precisión moderna; la cual va de la mano con las tecnologías geoespaciales, fortaleciendo la aplicación correcta de insumos en el momento adecuado y, en el lugar exacto. Esto sin duda, mejora el uso y manejo de suelos y cultivos.

Por lo tanto, la implantación de un Marco de Referencia y una Línea Base de Contrastación, para el problema planteado, permitirá generar mapas topográficos locales, así también, estudios de la implementación de un Plano Topográfico Local (PTL) y una Microred geodésica en el IASA I – Hacienda El Prado, mediante el desarrollo de un PTL como solución a las inconsistencias demostradas en proyectos que requieren alta precisión, o que sean parte de una solución adecuada a las condiciones ambientales.

Los beneficios de contar con una proyección local, va desde permitir que la distorsión existente entre el geoide con el elipsoide en determinada localización geográfica se mejore, resultando una mayor precisión a la hora de realizar trabajos topográficos, cartográficos y fotogramétricos. De la misma manera, la Microred se podría utilizar para estudios del geoide en

el IASA I, o para la determinación del parámetro de transformación para GPS o UTM, para levantamientos topográficos referenciados.

Finalmente, la aplicación de tecnologías geoespaciales ayudará a realizar un levantamiento catastral de predios pertenecientes al IASA I, a fin de que, la construcción de las obras de ingeniería pueda ser replanteadas en terreno, con un mínimo de afectación de estas distorsiones y, que los controles o estudios post-obra, de los productos obtenidos en dicha infraestructura, sirvan como la base para la contratación de equipos topográficos.

Entonces, en este proceso investigativo la importancia recae, en la creación de la infraestructura geodésica, donde se resolverá, no sólo el tema de la falta de delimitación del terreno, sino que facilitará la creación de diversos programas y proyectos, como parcelación del predio, delimitando zonas de siembra, pastoreo, áreas verdes y de cobertura boscosa, zonas con potencial de construcción de nueva infraestructura y vialidad.

Objetivos

Objetivo General

Elaborar un Marco de Referencia Geodésico y una Base de Contrastación de equipos topográficos con fines de ingeniería, en el IASA I - Hacienda El Prado, para garantizar las precisiones planimétricas, altimétricas y de proyectos de infraestructura, mediante el empleo de redes de control horizontal y vertical.

Objetivos Específicos

- Materializar puntos de control en el terreno mediante mojones y placas de control que sirvan como base para futuros proyectos de ingeniería en el IASA I – Hacienda El Prado.
- Implantar una red geodésica de control horizontal a través de tecnología GNSS para garantizar una precisión de levantamientos topográficos de escalas 1:1000 y superior para el IASA I - Hacienda El Prado.

- Establecer un sistema de control vertical mediante una red de nivelación geométrica de primer orden con tolerancia $\pm 2 \text{ mm } \sqrt{k}$ que permita garantizar la precisión de la red geodésica.
- Establecer puntos de control en el terreno mediante mojones para que sirvan como base de contrastación de equipos topográficos para el Instituto Geográfico Militar (IGM) y la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”.
- Generar parámetros cartográficos y geodésicos para la obtención de un PTL en el sector IASA I - Hacienda El Prado, mediante el sistema geodésica planteado.

Descripción general del trabajo

El presente proyecto de investigación propone la generación de un marco de referencia geodésico y una base de contrastación de equipos topográficos mediante la implementación de mojones con la norma IGM-A en lugares estratégicos dentro del IASA I - Hacienda El Prado.

El área de intervención de la investigación comprende la extensión de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE en la Hacienda El Prado, ubicada en el cantón Rumiñahui, parroquia de Sangolquí, barrio Selva Alegre; que abarca aproximadamente 569.18 hectáreas de campus académico, ubicado aproximadamente entre 2700 metros hasta los 3000 metros sobre el nivel del mar (msnm).

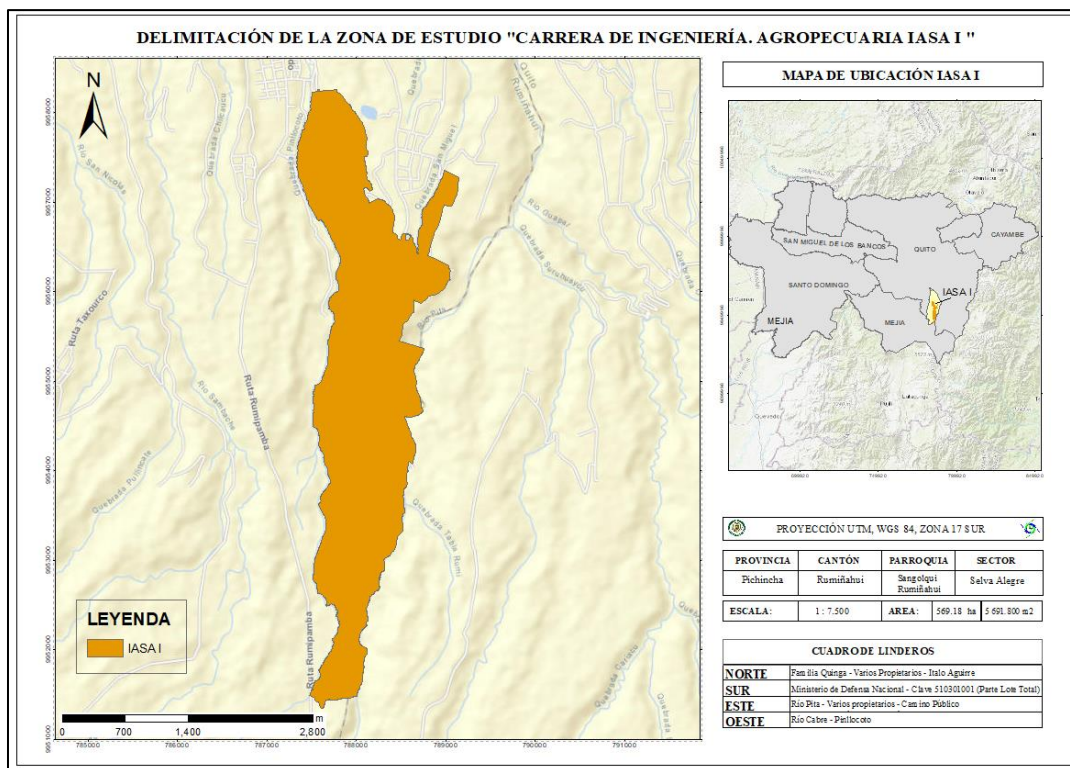
La temperatura promedio oscila entre de 11°C a 21 °C y menos 9 °C hasta 23 °C; la época de verano empieza a principios de junio hasta finales de septiembre.

La temporada templada dura tres meses, del 13 de septiembre al 11 de diciembre, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 21 °C. El mes más cálido del año en Sangolquí es enero, con una temperatura máxima promedio de 21 °C y mínima de 12 °C.

La temporada fresca dura 1,8 meses, del 29 de mayo al 23 de julio, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 20 °C. El mes más frío del año en Sangolquí es julio, con una temperatura mínima promedio de 11 °C y máxima de 20 °C.

Figura 1

Zona de estudio de la investigación – Cantón Rumiñahui, parroquia Sangolquí, barrio Selva Alegre



Pregunta de Investigación

¿El marco de referencia geodésico propuesto asegura que la precisión de medición de nivel y altura requerida para trabajos de ingeniería cumplan con la precisión requerida para escalas mayores a 1:500, y también sirve como base para futuros proyectos de ingeniería?

Metas

- Materialización de la red geodésica de la zona de estudio, 6 puntos de control.
- Informe técnico sobre el ajuste GNSS de la red geodésica.
- Elenco de coordenadas de 6 vértices de las coordenadas de referencia en los sistemas UTM, PTL, Cartesianas y Geodésicas.
- Informe técnico sobre el ajuste de nivelación geométrica de alta precisión.

- Materialización de la línea base de contrastación de equipos topográficos de 4 puntos de contrastación.
- Informe descriptivo sobre la línea base de contrastación para equipos topográficos.
- Parámetros cartográficos de la proyección PTL para el sector IASA I del cantón Rumiñahui.

Capítulo II

Conceptos y Generalidades

En este capítulo se describe el enfoque teórico donde se realizará una breve revisión de conceptos que engloban al tema de la presente investigación, con la finalidad de comprender el estudio a medida que avance.

Marco de Referencia Geodésico

Es la implementación de un sistema de referencia convencional por observación, es decir, es un conjunto de puntos (ubicaciones en la superficie terrestre) con coordenadas y velocidades conocidas en el sistema de referencia convencional, que se utilizan para implementar el sistema de referencia en el espacio (Furones, 2011).

Marco de Referencia Global

El sistema de referencia global suele ser la base principal para definir el sistema de coordenadas utilizado en la geodesia aplicada. Los ejemplos incluyen el Marco de Referencia Terrestre Internacional (ITRF) y el Sistema Geodésico Mundial de 1984 (WGS 84). De acuerdo con las convenciones del IERS, estos marcos son de naturaleza geocéntrica, con el geocentro (el centro de masa de la Tierra) como el origen del eje ortogonal, alineado con los polos, el ecuador y el meridiano de Greenwich. Los ITRF se derivan de las coordenadas y velocidades de una red global de estaciones y son la base de los modernos marcos de referencia regionales y nacionales o datums geodésicos. La última versión de ITRF tiene la incertidumbre de ubicación de la estación de contribución en milímetros. Las velocidades de las estaciones ITRF se describen en relación con una condición sin rotación neta (NNR), donde la suma del momento angular de todas las placas tectónicas globales es cero (Federación Internacional de Géomatras (FIG), 2017).

Marco de Referencia Regional

Un marco de referencia regional es una red más densa de estaciones geodésicas que cubren un área continental. Los ejemplos incluyen el marco de referencia terrestre europeo (EUREF), el datum norteamericano de 1983 (NAD83), el marco de referencia africano (AFREF), el marco de referencia geocéntrico para las Américas (SIRGAS) y Asia y el Pacífico (APREF). El ITRF, el marco de referencia regional está determinado por las definiciones de velocidad y coordenadas del sitio. La principal diferencia entre los marcos de referencia regionales (p. ej., EUREF y NAD83) y el ITRF es que las velocidades del sitio se pueden dar en relación con las principales placas tectónicas contenidas en el marco, en lugar de las condiciones NNR. Este método minimiza la velocidad del sitio. Los marcos regionales que no están restringidos por el movimiento de una sola placa tectónica están estrechamente relacionados con ITRF (Federación Internacional de Géomatras (FIG), 2017).

Marco de Referencia Nacional

Los marcos de referencia nacionales modernos suelen ser versiones estáticas de ITRF o marcos de referencia regionales. En la mayoría de los países, las coordenadas de un marco de referencia nacional (o datum geodésico) son la base para todos los levantamientos, posicionamientos y mapas dentro de las fronteras nacionales. Debido a que el software topográfico/GIS y los datos espaciales no están diseñados para manejar cambios continuos en las coordenadas, la época del datum nacional es fija y las coordenadas se consideran invariables en el tiempo (Federación Internacional de Géomatras (FIG), 2017).

Implementación de un Marco de Referencia Geodésico

El sistema de referencia terrestre internacional tradicional se realiza mediante las coordenadas de una serie de estaciones distribuidas en este, constituyendo el Internacional Terrestrial Reference Frame (ITRF), establecido y mantenido por el IERS (Furones, 2011).

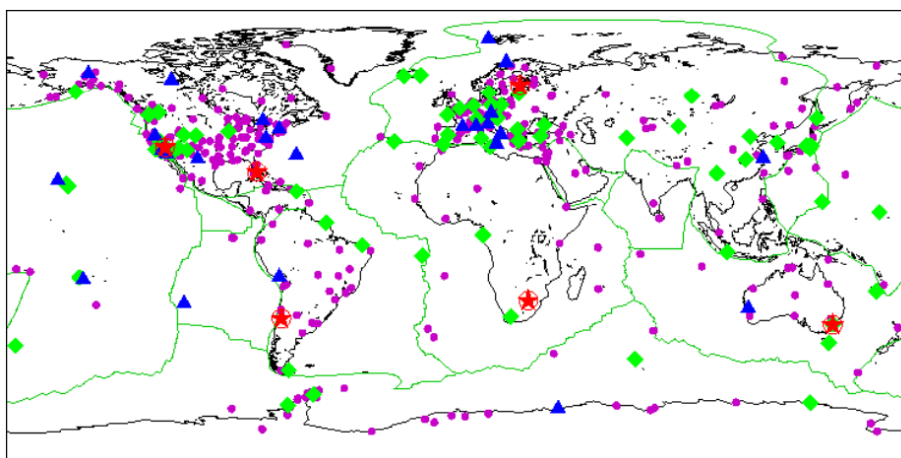
Básicamente el sistema que materializa se define como geocéntrico (incluyendo la atmósfera y los océanos), la base para la escala la constituye el metro (en el sistema Internacional) y con orientación de sus ejes tal como estableció la BIH en 1984:

- Eje Z: Polo promedio determinado por el IERS se llama Polo de Referencia IERS (IRP) o Polo Terrestre Convencional (CTP).
- Eje X: El meridiano de Greenwich regular determinado por el IERS se denomina meridiano de referencia del IERS (IRM) u origen medio de Greenwich (GMO).
- Eje Y: Forma un triplete de mano derecha con el eje anterior en el plano ecuatorial tradicional.

El marco está formado por las coordenadas cartesianas y velocidades de una serie de estaciones equipadas con tecnologías de observación espacial (VLBI, SLR, LLR, GPS desde 1991 y DORIS desde 1994), las estaciones de ITRF2000 se pueden ver en la Figura 2. Si se requieren coordenadas geodésicas, se recomienda el elipsoide GRS80. Estas coordenadas definen implícitamente el origen, la escala y la orientación de los ejes X, Y y Z del sistema de referencia (Vanicek, Kingdon, & Santos, 2012).

Figura 2

Estaciones que forman el ITRF2000



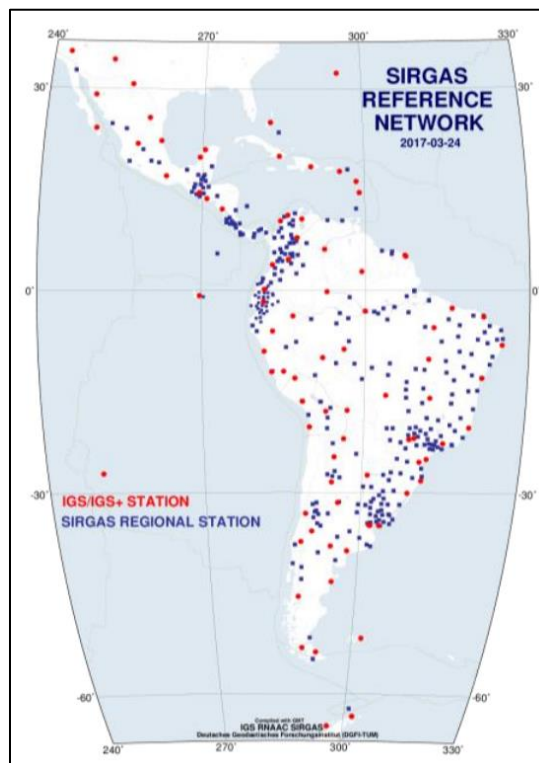
Nota: Representación de las estaciones ITRF del mundo tomado de *Furones (2011)*.

SIRGAS en el Contexto del Marco de Referencia Geodésico Global (GGRF)

SIRGAS (Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas) es un grupo de trabajo del Subcomité 1.3b de IAG (Asociación Geodésica Internacional) y IPGH (Instituto Panamericano de Geografía e Historia) encargado de la densificación y mantenimiento del continente americano. El ITRF, en los últimos tiempos, ha incorporado la tarea de definir y establecer un sistema de referencia vertical basado en la altura del elipsoide como componente geométrico y el número geopotencial (conocido como el valor W_0 global tradicional) como componente físico. Adoptado por 20 países de la región, incluido Venezuela, constituye la infraestructura que soporta todo el proceso de adquisición, procesamiento e interpretación de datos e información geoespacial, incluyendo ciencia y tecnología, para tareas que van desde el posicionamiento geodésico hasta los Estudios del Sistema Terrestre. Es una extensa red GNSS (Sistema Global de Navegación por Satélite) que opera continuamente y que proporciona, ante todo, productos geodésicos altamente confiables de conformidad con la resolución A/RES/69/266 aprobada por la ONU (Organización de las Naciones Unidas) para un marco de referencia geodésico global sostenible (GGRF, Marco de Referencia Geodésico Global). En este sentido, se brinda una visión general de SIRGAS como parte de esta importante iniciativa mundial (Cioce, Martínez, Mackern, Pérez Rodino, & de Freitas, 2017).

Figura 3

Red de SIRGAS de operación continua



Nota: Representación de las estaciones SIRGAS del mundo tomado de *Cioce, Martínez, Mackern, Pérez Rodino, & de Freitas (2017)*.

Red GNSS de Monitoreo Continuo del Ecuador (REGME)

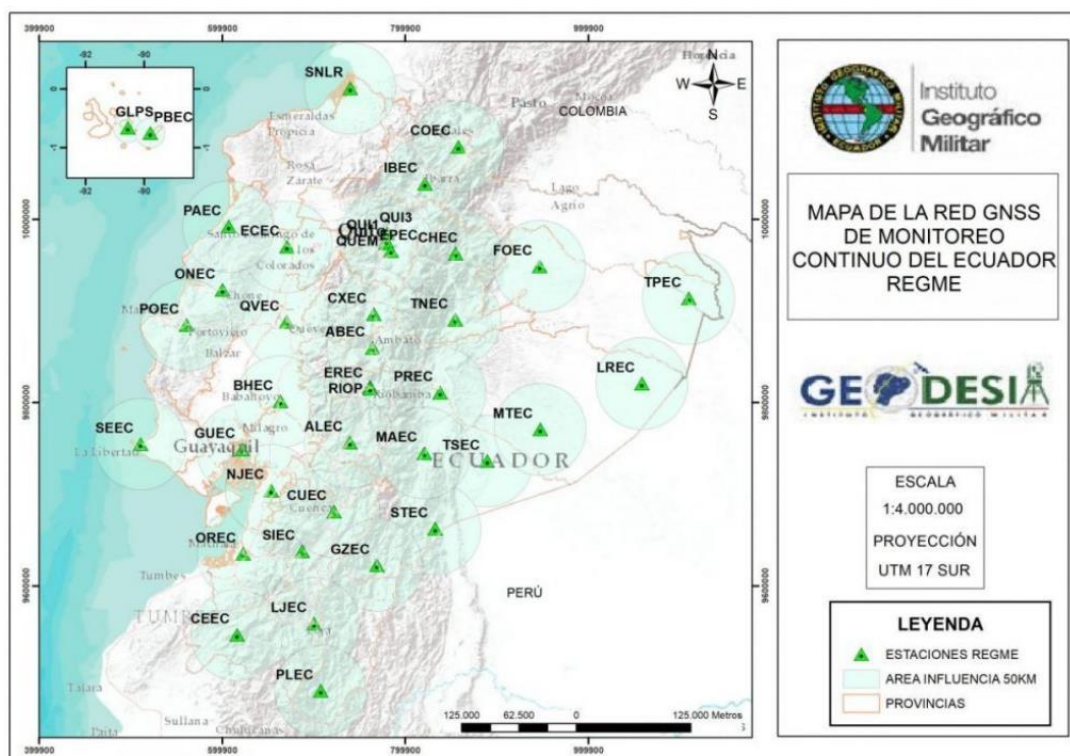
Según el Instituto Geográfico Militar (IGM), la REGME es un conjunto de estaciones de monitoreo continuo distribuidas estratégicamente a lo largo del país, diseñadas para que cada estación tenga un radio de cobertura de 50 km, cubriendo todo el territorio nacional, permitiendo la optimización de medios y recursos, economía, logística y mano de obra, donde, para todos los usuarios proporciona gratuitamente acceso a información geográfica precisa para realizar las siguientes tareas:

- Ordenamiento territorial
- Catastro a gran escala.
- Levantamientos topográficos.
- Gestión de Riesgos.

- Planificación, construcción de obra civil (nivelación de terrenos, cortes de talud, tendido de tuberías, tendido eléctrico, etc.)
- Posicionamiento GPS y determinación de coordenadas de alta precisión.
- Cartografía, generación de curvas de nivel.
- Trazados viales y estudios de factibilidad.
- Remediación ambiental.
- Inventario de zonas protegidas.
- Ampliación de zonas intangibles de protección nacional.
- Geofísica y geodinámica, entre otras.

Figura 4

Mapa sobre la Red GNSS de Monitoreo Continuo del Ecuador REGME



Nota: Representación de las estaciones de monitoreo continuo del Ecuador tomado de Instituto Geográfico Militar del Ecuador (2022).

Gravimetría

El propósito de la gravimetría es básicamente detectar y estudiar objetos y estructuras del subsuelo por su presencia y cambios en el campo gravitatorio superficial debido a diferencias de densidad entre diferentes tipos de rocas. Como método de explotación del campo newtoniano natural (campo de gravedad), que no es necesario crear previamente, y la observación consiste en determinar el valor de la gravedad en una serie de puntos (estaciones) que cubren, más o menos densamente, el campo de estudio. La masa de la corteza terrestre, en sus primeros 5 km, supone sólo 4,5 décimas de la fuerza gravitacional total de la Tierra (debida en su mayoría al manto), por lo que las variaciones en la densidad de las rocas que componen dicha porción superficial del corte producen el campo gravitatorio de la Tierra un orden de magnitud atípico, o incluso menos. Por este motivo, la exploración de la gravedad requiere el uso de instrumentos de alta sensibilidad y precisión, ya que los objetos o estructuras solo pueden detectarse si su densidad difiere de la roca circundante (contraste de densidad) (OCSA, 2021).

Nivelación Geométrica

Nivelación geométrica o nivelación por alturas donde el procedimiento de altimetría consiste en medir la diferencia de altura entre los puntos de observación comparando directamente la diferencia de altura medida en miras con un plano de referencia para determinar el nivel visual del terreno, esto generalmente se logra con el método de punto medio (Arango, 2022). Esta nivelación ha sido plasmada como un método de obtención de desniveles entre dos puntos, que utiliza visuales horizontales donde se emplean niveles ópticos, digitales o equialtimétros (Farjas, 2014).

Tipos de Nivelación Geométrica

Nivelación Geométrica Simple

Los métodos de nivelación se clasifican como métodos simples cuando el desnivel a medir está determinado por una sola observación. Antes de realizar las observaciones del terreno, es necesario verificar el estado del equipo correspondiente. El método de nivelación nos da la diferencia de nivel. Para obtener la altitud, altitud absoluta, estos resultados deben estar referenciados al nivel medio del mar en un punto, que es Alicante en España y La Libertad en Ecuador (Arango, 2022).

Nivelación Geométrica Compuesta

Llamamos al método de nivelación compuesta cuando se trata de conectar métodos simples de nivelación de punto medio en serie para obtener el desnivel entre dos puntos. Para realizar la medición se determina una multiestación de la diferencia de altura entre dos puntos. Si el intervalo entre los puntos de desnivel que estoy buscando es demasiado grande, o la diferencia de altura es mayor que una medida, debe medirse varias veces seguidas, es decir, nivelación compuesta (Arango, 2022).

Base de Contrastación de Equipos Topográficos

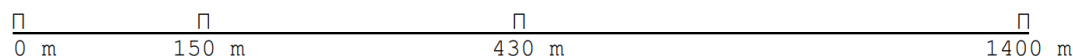
Según el Departamento de Comercio de los Estados Unidos, la línea base de contrastación o también llamada línea base de calibración de equipos topográficos consiste en colocar monumentos que pueden ser materializados como hitos o mojones en una línea recta con una longitud adecuada. Para que se considere una línea recta, los puntos intermedios no pueden desviarse más de dos minutos.

Para la línea de calibración convencional, los monumentos están situados a 150 m, 400 a 430 m y 1000 a 1400 m del monumento inicial o "O-m" (Figura 5.). Los monumentos de 400 a 430 m y de 1000 a 1400 m se identifican como puntos intermedios y terminales, respectivamente. Normalmente, el monumento de 150 m se establece a esa distancia del punto inicial o "O-m". Sin embargo, las restricciones del terreno u otras condiciones pueden requerir que la distancia de 150 m se establezca en relación con uno de los otros monumentos. En

cualquier caso, dado que esta distancia se grabará, la distancia horizontal entre los monumentos que definen el segmento de grabación debe tener una precisión de 0,02 m respecto a los 150 m para garantizar que se puedan utilizar todas las longitudes de cintas calibradas.

Figura 5

Configuración estándar de la línea base de contrastación



Nota: Cuantificación de distancias para representar la línea base de contrastación de equipos topográficos tomado de *U.S. Departamento de Comercio (1994)*.

Para poder emplazar una línea base de contrastación hay que tomar en cuenta algunas de las consideraciones según el Departamento de los Estados Unidos que se enumeran a continuación:

Acceso: En este caso el lugar debe ser de fácil acceso, con las mínimas restricciones y seguro para el uso de profesionales expertos en el área. Cuando se realice calibración de equipos de dominio público, el lugar de la línea de base debe ser accesible a los mismos.

Terreno: Es importante considerar que el suelo del sitio sea geológicamente estable y no se verá afectado por el movimiento de la superficie debido a fuertes lluvias u otras condiciones y evitar los lugares recién llenados. En ninguna circunstancia se colocarán marcas en pavimentos de concreto, aceras o franjas similares que puedan estar disponibles en ciertos lugares del aeropuerto, terrenos extensos u otros.

Obstáculos naturales y fabricados: El alcance no debe establecerse dentro de los 0,4 km de líneas de transmisión de alto voltaje (más de 4000 voltios), torres de microondas, antenas de radio o instalaciones de radar. En los aeropuertos, los campos pueden ser paralelos, pero no entre pistas o calles de rodaje. De lo contrario, provocará problemas de calor en el suelo y en el aire. Las líneas no deben cruzar cursos de agua, edificios o vallas,

especialmente las de malla metálica. La línea base de calibración debe estar a más de 30 m de la valla metálica. Además, la línea de base no debe pasar a menos de 6 m de árboles, postes de electricidad u otros obstáculos.

Localización: Entre los posibles emplazamientos se encuentran un aeropuerto abandonado o pequeño, sin planes conocidos de mejora o subdivisión del terreno, o una propiedad pública en la que hay pocas posibilidades de construcción en el futuro, de la misma manera se lo puede ubicar en terrenos baldíos con una excelente adecuación.

Calibración de instrumentos y herramientas topográficas

En la actualidad, además de los sistemas topográficos convencionales, los teodolitos, los distanciómetros electrónicos, las estaciones totales y las unidades GPS son los instrumentos más utilizados en topografía. Los niveles ópticos fueron reemplazados gradualmente por niveles automáticos digitales, y los haces de invar tradicionales fueron reemplazados por niveles de código de barras. Estos nuevos niveles de burbuja con sensores CCD permiten la automatización completa de la lectura del personal y ofrecen nuevos beneficios, como una mayor precisión de lectura, registro automático, eliminación de errores y errores críticos, y datos de medición en un formato que se puede usar en una fecha posterior para hacer frente a diferentes entornos de software (Ježko, 2014).

Además, para la gama de aplicaciones de los instrumentos geodésicos, cuando sea necesario averiguar si el uso correcto y preciso del instrumento en el levantamiento (de acuerdo con los estándares establecidos) es capaz de mostrar los parámetros medidos y la correlación con el significado de los resultados de medición obtenidos usando ese instrumento en particular. Además de estos criterios clásicos, que se aplican solo a un instrumento específico y sus características técnicas, existen otros factores que influyen en las mediciones obtenidas, como, para ciertos trabajos (resultados esperados), el uso de instrumentos y técnicas seleccionadas, y la calificación o nivel de capacitación del topógrafo, como el

instrumento específico adecuado para que el usuario lo opere y la técnica correcta seleccionada para la aplicación del trabajo. Ha habido un mayor énfasis en los factores humanos, como la formación y experiencia de los expertos (Ratkevičs, Celms, & Jäger, 2015).

Un instrumento de medición electrónica de distancia (EDM) se calibra en una línea de base para determinar las constantes y los errores del instrumento. La calibración de EDM se refiere a la determinación de los errores del instrumento; mientras que la normalización se refiere a la comparación del instrumento con un patrón de longitud trazable según normas internacionales o nacionales. Los instrumentos deben calibrarse dentro de un nivel de precisión prescrito para ser normalizados. Además, la calibración de un EDM se realiza para determinar los errores del instrumento y estos errores del instrumento pueden utilizarse para controlar el rendimiento de este a lo largo del tiempo y, si son significativos, deben aplicarse a las mediciones realizadas después de la calibración (The State of Victoria Department, 2020).

Una serie de mediciones en una línea de base también puede servir para comprobar el rendimiento y la fiabilidad del instrumento y para evaluar su precisión con respecto a las afirmaciones del fabricante y a las normas mínimas especificadas. Las líneas de base de calibración de los medidores electrónicos de distancia (EDM) son esenciales para verificar la precisión de los equipos EDM con respecto al estándar nacional de longitud (Jeyapalan, 2018).

Para poder comprobar la calibración de los equipos topográficos es necesario implementar ciertas normas técnicas que corroboran la calibración de los EDM donde se realiza para determinar los errores del instrumento ya que estos errores del instrumento pueden utilizarse para supervisar el rendimiento del EDM a lo largo del tiempo y, si son significativos, deben aplicarse a las mediciones realizadas después de la calibración.

Tenemos los siguientes errores instrumentales importantes que han sido propuestos por el Departamento del estado de Victoria donde nos muestra lo siguiente:

Constante aditiva (corrección del error de índice cero): Todas las distancias medidas por un determinado uso del EDM/reflector(prisma-mira) están sujetas a un error constante, que puede ser causado por tres factores:

- retrasos eléctricos, desvíos geométricos y excentricidades en el EDM,
- diferencias entre el centro electrónico y el centro mecánico del EDM,
- diferencias entre los centros ópticos y mecánicos del reflector.

En otras palabras, el error se debe principalmente a que los puntos de referencia de medición de la distancia en el instrumento de electroerosión y en el reflector no coinciden con los ejes verticales en ambos extremos de la línea medida. Este error puede variar con un cambio de reflector, después de recibir sacudidas, con diferentes montajes del instrumento y después de utilizarlo. La constante aditiva o corrección de cero/índice es una constante algebraica (que la podemos obtener en mm) que se aplica directamente a cada distancia medida (Janssen, 2015). La constante aditiva o corrección de cero/índice se añade a las distancias medidas para corregir estas diferencias.

Error de escala: Describe los errores que son linealmente proporcionales a la longitud de la línea medida. Estos pueden surgir de lo siguiente:

- variaciones en la frecuencia de modulación del EDM,
- patrones de emisión/recepción no homogéneos de los diodos de los emisores y receptores (in-homogeneidades de fase),
- variaciones no modeladas de las condiciones atmosféricas que afectan a la velocidad de propagación,
- errores en la recolección y utilización de datos atmosféricos, donde se incluye el uso de termómetros/barómetros no calibrados, no tomar las mediciones atmosféricas a la sombra y la introducción incorrecta de la corrección atmosférica en el EDM.

Este error se expresa generalmente en partes por millón (ppm) y también se aplica directamente a cada distancia medida (Janssen, 2015).

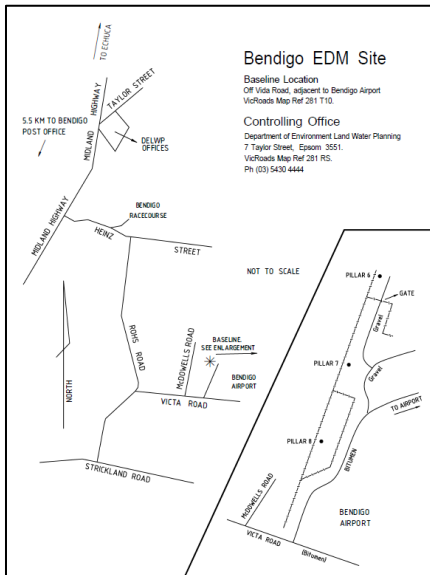
Error cíclico (error de periódico corto): El error cíclico es una función de la medición de fase interna de un EDM. El error en la medición de la fase interna es causado por la alimentación no deseada a través de la señal transmitida en la señal recibida. El error cíclico suele ser de naturaleza sinusoidal con una longitud de onda igual a la longitud unitaria del EDM. La longitud unitaria es la escala en la que el EDM mide la distancia y se deriva de la frecuencia de medición fina. La longitud unitaria es igual a la mitad de la longitud de onda de modulación de un EDM (Sprenst, 1980). Como el error cíclico se repite por cada unidad de longitud contenida en una distancia medida, su signo y magnitud varían en función de la longitud medida. La magnitud del error puede ser del orden de 5mm a 10mm; sin embargo, en la electroerosión moderna suele ser inferior a 2mm (despreciable). El error cíclico puede aumentar en magnitud a medida que los componentes de una electroerosión envejecen.

Diseño de la Línea Base

Los instrumentos de electro-medición pueden calibrarse midiendo una combinación de distancias en una línea de base. Una característica importante del diseño de la línea de base es permitir la determinación de todos los errores de los instrumentos con un nivel de precisión adecuado. En Australia y Canadá se utilizan tres tipos de líneas de base de acuerdo a la Figura 6,7 y 8. La diferencia entre sus diseños radica en la metodología asociada utilizada para determinar el error cíclico y los procedimientos de observación aplicables a cada una de ellas (The State of Victoria Department, 2020).

Figura 6

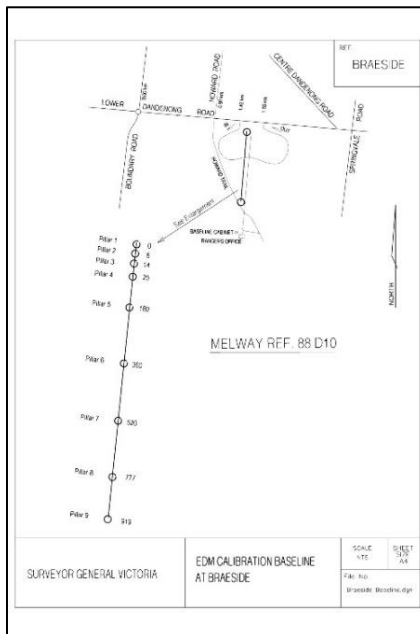
Línea Base de Calibración localizada en la provincia de Victoria, cantón Bendigo



Nota: Línea base de contrastación de equipos topográficos tomado de The State of Victoria Department (2020).

Figura 7

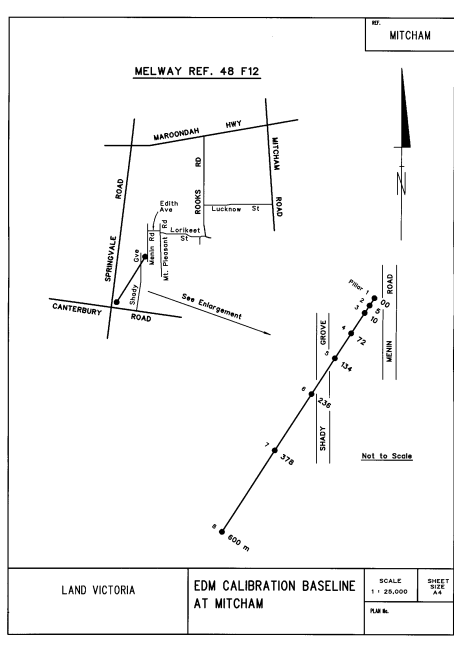
Línea Base de Calibración localizada en la provincia de Victoria, cantón Braeside



Nota: Línea base de contrastación de equipos topográficos tomado de The State of Victoria Department (2020).

Figura 8

Línea Base de Calibración localizada en la provincia de Victoria, cantón Mitcham



Nota: Línea base de contrastación de equipos topográficos tomado de *The State of Victoria Department (2020)*.

En general, las mediciones de calibración en distancias cortas ayudan a determinar la constante aditiva, mientras que las distancias más largas ayudan a determinar el error de escala. Uno de los objetivos del diseño es garantizar que la constante aditiva y el error de escala se determinen independientemente de cualquier contribución de error cíclico. Sin embargo, no es posible resolver el error de escala a menos que se conozcan las distancias entre pilares para la línea de base. Para determinar estas distancias y, por tanto, controlar la escala, sólo se utilizan EDM prescritos (Jeyapalan, 2018).

Para Sprent (1980), según la metodología Sprent/Zwart la longitud total de la base puede ser de 595 metros y debe tener al menos ocho pilares, dentro de la cuál, lo más importante es que los tres primeros deben estar colocados a cinco metros de distancia, y los cinco pilares restantes están situados a 123, 231, 359, 477 y 595 metros respectivamente del

primer pilar. La gran ventaja del método Sprent/Zwart es su facilidad de uso, y esto compensa sin duda la precisión ligeramente inferior.

La constante aditiva y el error de escala pueden determinarse independientemente del error cíclico en las líneas de base utilizando la metodología Sprent/Zwart porque su diseño tiene el efecto de anular el error cíclico. Si se toman pares de mediciones en pilares separados por la mitad de la longitud unitaria del EDM, el error cíclico que afecta a cada par será de igual magnitud y de signo contrario. Un análisis que trate las mediciones como pares puede eliminar el efecto del error cíclico (The State of Victoria Department, 2020).

Proceso de Calibración de Equipos Topográficos

Uno de los principales objetivos en la concepción del método de calibración utilizado es minimizar el número de observaciones y el tiempo necesario en el campo y, sin embargo, obtener parámetros de calibración que sean lo suficientemente precisos para la mayoría de las operaciones cotidianas de EDM realizadas por los topógrafos. En gran medida, esto se ha conseguido. El procedimiento total de calibración dura menos de una hora implica la medición de diez distancias desde dos estaciones de instrumentos y requiere sólo dos personas (Ratkevičs, Celms, & Jäger, 2015).

Las placas base necesarias, el termómetro y el barómetro, así como las hojas de datos de campo, se suministran en un solo estuche, para facilitar su manejo, y se encuentran en el almacén de topografía de la Escuela de Topografía. El topógrafo que desee calibrar su instrumento lo lleva a la línea de base, se coloca en el primer pilar y mide la distancia a cada pilar sucesivamente (excluyendo los de + 5 metros y + 10 metros) a lo largo de la línea (Sprent, 1980).

Existen varios tipos de metodologías para poder realizar las mediciones para la calibración de equipos topográficos, pero según (Janssen, 2015), muestra una serie de pasos

secuenciales donde se determina lo idóneo para determinar con correcto manejo los errores y correcciones en la medición de distancias. Los pasos son los siguientes:

Antes de comenzar la medición, el instrumento EDM debe nivelarse cuidadosamente y dejar un período de "calentamiento" si lo recomienda el fabricante del instrumento.

La constante aditiva y la corrección atmosférica (ppm) deben establecerse en cero. Algunos instrumentos EDM solo aceptan entradas para lecturas de presión y temperatura ambiente, no configuraciones de ppm. Al calibrar estos instrumentos, el operador debe consultar el manual del instrumento e ingresar la temperatura y la presión correspondientes al índice de refracción de referencia para ese instrumento en particular. Esta es la temperatura y la presión a las que el instrumento aplica una corrección de cero ppm a la distancia medida.

Si es posible, configure el instrumento para que muestre las distancias con cuatro decimales de un metro en lugar de tres.

La altura del instrumento y la altura del reflector (mira/prisma) sobre la placa del pilar deben medirse con una precisión de un milímetro. Estas alturas se combinan con la altura de la placa del pilar para reducir las distancias a la horizontal.

Todas las mediciones deben hacerse a un solo reflector (mira/prisma), con un número único. Obsérvese que puede fijarse una tríada separada a cada uno de los pilares y el reflector (mira/prisma) único situado en cada tríada a su vez. Los errores de centrado causados por la base nivelante son muy pequeños en relación con la magnitud de otros errores del instrumento/reflectores y pueden ser ignorados.

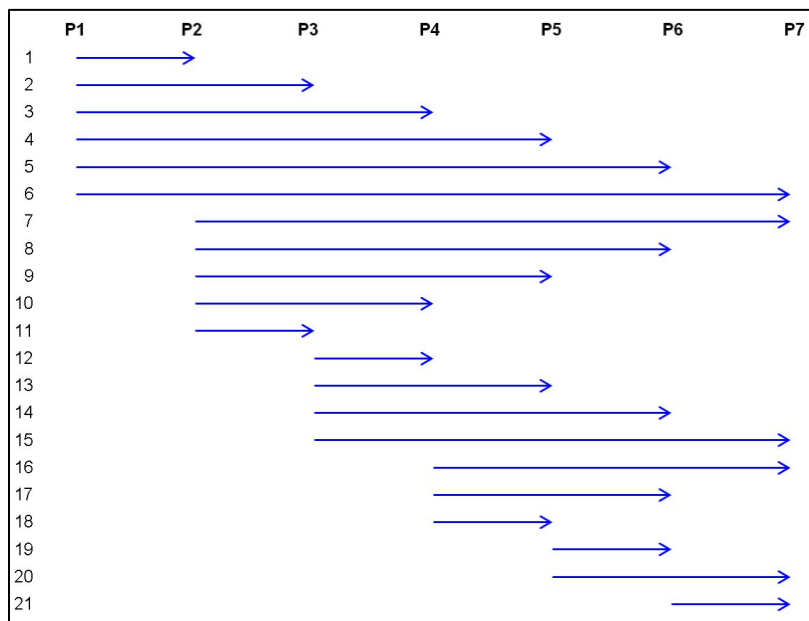
Apunte el instrumento y el reflector (mira/prisma) según las indicaciones del fabricante para maximizar la fuerza de la señal devuelta.

La secuencia de observación debe elegirse de manera que las líneas más cortas se midan primero y al final. En el caso de las líneas de base compuestas por 6 o 7 pilares, basta con observar la línea de base en una sola dirección (generalmente en la dirección de avance).

En una línea de base de 7 pilares, esto se traduce en la siguiente secuencia de 21 distancias (Figura #): 1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 1-6, 1-7; 2-7, 2-6, 2-5, 2-4, 2-3; 3-4, 3-5, 3-6, 3-7; 4-7, 4-6, 4-5; 5-6, 5-7; 6-7, donde "1-2" representa la observación del pilar 1 al pilar 2, etc. En el caso de las líneas de base de 4 o 5 pilares, es necesario observar todas las distancias entre pilares, tanto en la dirección de avance como en la de retroceso, para lograr una redundancia razonable. En una línea de base de 4 pilares, esto se traduce en la siguiente secuencia de 12 distancias (Figura 9): 1-2, 1-3, 1-4; 2-4, 2-3, 2-1; 3-1, 3-2, 3-4; 4-1, 4-2, 4-3.

Figura 9

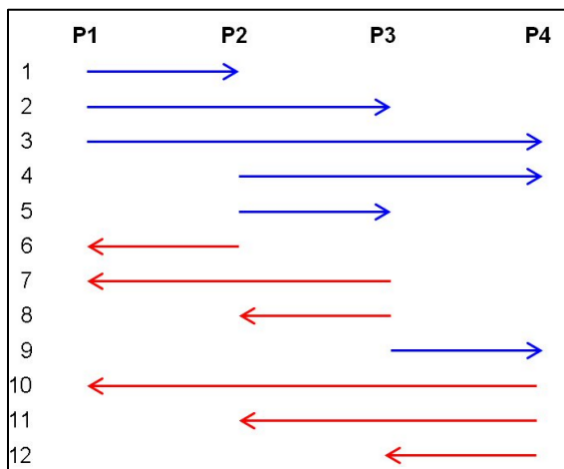
Secuencia de observación para una línea de calibración de 7 pilares



Nota: Metodología para la medición de distancias tomado de *Janssen (2015)*.

Figura 10

Secuencia de observación para una línea de calibración de 4 pilares



Nota: Metodología para la medición de distancias tomado de *Janssen (2015)*.

Deben medirse un mínimo de cinco distancias de pendiente individuales al mismo reflector (mira/prisma), volviendo a apuntar después de cada medición. Esto permitirá que el instrumento pase por el procedimiento de inicialización y restablezca la intensidad de la señal para cada medición. El instrumento no debe configurarse para mostrar la media de un conjunto de cinco mediciones en lugar de cinco lecturas individuales, a menos que este procedimiento se repita cinco veces de forma independiente. Las distancias horizontales se calculan con mayor precisión utilizando las alturas conocidas de los pilares. El registro de la distancia horizontal mostrada por el instrumento o la reducción de las distancias de los pilares a la horizontal utilizando el ángulo cenital sólo debe utilizarse para comprobar el procedimiento de campo o el cálculo a bordo. Si se calculan las distancias horizontales a partir de los ángulos cenitales, ya sea manualmente o mediante reducción automática en el instrumento EDM, pueden producirse las siguientes fuentes de error: error de puntería, error de índice de círculo vertical, variación de la fórmula de reducción utilizada en diferentes instrumentos, errores de redondeo tras el cálculo automático en el instrumento EDM.

La temperatura y la presión atmosférica tanto en el instrumento como en el reflector deben medirse con una precisión de al menos 0,5°C y 1 milibar (mb) respectivamente, utilizando termómetros y barómetros calibrados. Las temperaturas deben medirse a la altura

del instrumento y del reflector (mira/prisma) para minimizar el efecto del calor radiado desde el suelo. Obsérvese que la presión puede medirse sólo en el instrumento, siempre que la línea de base no esté situada en un terreno escarpado.

Al transportar el instrumento entre pilares, asegúrese de mantenerlo a la sombra de la luz solar directa.

Una vez que se hayan medido todas las distancias entre pilares hasta el único reflector (mira/prisma) numerado, se comparará este reflector (mira/prisma) con los restantes midiendo cada uno de ellos. Esto debería llevarse a cabo en la línea más corta y comparando las distancias en pendiente. Sin embargo, si los reflectores (mira/prisma) varían en altura, las mediciones deben reducirse a la horizontal antes de realizar la comparación. Esta comparación es importante cuando se utilizan diferentes marcas de reflectores (mira/prisma), pero también puede ser significativa cuando se utilizan diferentes soportes de reflectores (mira/prisma) de la misma marca, por ejemplo, soportes de reflectores (mira/prisma) simples comparados con soportes de reflectores (mira/prisma) triples. Cuando se compruebe que son significativas, las variaciones deben aplicarse como correcciones a la constante aditiva de cada reflector (mira/prisma) en cuestión. Por este motivo, todos los reflectores (mira/prisma) deberán estar numerados de forma inequívoca. Las calibraciones posteriores del instrumento EDM deberán realizarse utilizando el mismo reflector (mira/prisma) numerado de forma única siempre que sea posible, con el fin de recopilar un historial de calibración para la combinación instrumento/reflector(mira/prisma).

Es importante señalar que la observación precisa de los datos meteorológicos es esencial para una calibración fiable del EDM. Un error de medición de 1 °C en temperatura o 3 mb en presión atmosférica dará como resultado una reducción de distancia correspondiente de aproximadamente 1 ppm de error. Si es posible, también se debe observar la humedad relativa

(%) (una vez por distancia entre columnas), aunque se reconoce que tiene poco efecto en los resultados de calibración de EDM (Janssen, 2015).

Procesamiento de Datos

Una vez comprobados los datos brutos de calibración de EDM, pueden procesarse para determinar la constante aditiva, el factor de escala y el error cíclico (si es necesario) utilizando diversas herramientas de software, por ejemplo, EDMCAL (Janssen & Watson, 2014), o Baseline (The State of Victoria Department, 2020). Las ecuaciones mostradas a continuación han sido determinadas en base a (Rüeger, 1996).

Las siguientes correcciones se aplican a las distancias de pendiente observadas (d) para reducirlas a distancias "horizontales" (d_{hz}) a la altura del pilar más bajo:

$$d_{hz} = d + c_{atm} + c_{slope} + c_{height} \quad (1)$$

Donde:

c_{atm} , corrección atmosférica.

c_{slope} , corrección de pendiente.

c_{height} , corrección de la altura (o del punto de referencia).

Las mediciones de EDM deben corregirse en función de las condiciones atmosféricas del entorno, ya que la velocidad de las ondas visibles e infrarrojas cambia con la temperatura, la presión atmosférica y la humedad relativa (en el caso de las ondas luminosas, a menudo se ignora la humedad). La corrección atmosférica (c_{atm}) (también conocida como primera corrección de la velocidad) se calcula de la siguiente forma:

$$c_{atm} = \left[VCI - \frac{VC2 \cdot p}{(273.15 + t)} + \frac{11.27 \cdot PWVP}{(273.15 + t)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot d \quad (2)$$

Donde:

VCI , índice de refracción de referencia específico del instrumento EDM (también conocido como C).

$VC2$, factor de presión del instrumento específico de EDM (también conocido como D).

t , temperatura ($^{\circ}\text{C}$).

p , presión atmosférica (mb).

$PWVP$, presión parcial del vapor de agua (mb).

d , distancia de la pendiente observada (m).

Hay que aclarar que en la ecuación (2), en general, basta con adoptar un valor aproximado de 15 mb para la presión parcial de vapor de agua.

La segunda corrección de la velocidad (que tiene en cuenta el hecho de que la onda luminosa no sigue una trayectoria circular entre los dos pilares) es más importante para las microondas que para las ondas luminosas y se ignora en las calibraciones de EDM porque es insignificante en esas distancias. También es insignificante en esas distancias la reducción de la distancia del arco de la trayectoria de la onda observada a la distancia de la cuerda de la trayectoria de la onda.

La corrección de la pendiente reduce la distancia de la pendiente a una distancia horizontal en la elevación media de los dos pilares implicados:

$$c_{slope} = -\frac{\Delta H^2}{2 \cdot d} - \frac{\Delta H^4}{8 \cdot d^3} - \frac{\Delta H^6}{16 \cdot d^5} \quad (3)$$

Donde:

ΔH , diferencia de altura entre el instrumento y el reflector (mira/prisma) (m).

La corrección de altura (o del punto de referencia) (también conocida como corrección del nivel del mar) reduce la distancia horizontal en la elevación media de los dos pilares a la distancia horizontal en la elevación más baja del pilar:

$$c_{height} = -\frac{H_M}{R} \cdot d + \frac{H_M \cdot \Delta H^2}{2 \cdot d \cdot R} - \frac{H_M \cdot \Delta H^4}{8 \cdot d^3 \cdot R} + \frac{H_M \cdot \Delta H^6}{16 \cdot d^5 \cdot R} \quad (4)$$

Donde:

H_M , altura media del instrumento y del reflector(mira/prisma) sobre el pilar más bajo (m).

R , radio de curvatura del elipsoide a lo largo de la línea (m).

Determinación de errores en instrumentos EDM

Como se ha dicho anteriormente, para lograr la trazabilidad legal de las mediciones de distancia deben determinarse las tres correcciones del instrumento (constante aditiva, factor de escala y error cíclico). Sin embargo, para los instrumentos modernos la magnitud del error cíclico es generalmente insignificante.

La constante aditiva para un par instrumento/reflector(mira/prisma) particular se calcula generalmente utilizando el método de las "partes del todo". Como ejemplo, una línea de base de 4 pilares daría las siguientes combinaciones para la constante aditiva (AC):

$$\begin{aligned}
 AC1 &= -(d_{12} + d_{23} + d_{34} - d_{14}) \\
 AC2 &= -(d_{12} + d_{23} - d_{13}) \\
 AC3 &= -(d_{23} + d_{34} - d_{24}) \\
 AC4 &= -(d_{13} + d_{34} - d_{14}) \\
 AC5 &= -(d_{12} + d_{24} - d_{14})
 \end{aligned} \tag{5}$$

Donde d_{12} es la media de las dos distancias horizontales reducidas (hacia delante y hacia atrás) medidas entre el pilar 1 y el pilar 2, etc., y AC es la constante aditiva. La constante aditiva debe calcularse mediante un ajuste estándar por mínimos cuadrados, como se detalla en (Rüeger, 1996). Para confirmar que la constante aditiva se ha determinado correctamente, se deben volver a calcular las AC , pero esta vez utilizando las distancias corregidas.

El factor de escala se determina calculando la relación de cada una de las distancias entre pilares (reducidas a la horizontal a la altura del pilar más bajo y corregidas para la constante aditiva) con las correspondientes distancias conocidas que figuran en el certificado de la línea de base. En una línea de base de 4 pilares, el factor de escala se determina utilizando la media ponderada de las seis distancias entre pilares. Sin embargo, se puede

determinar una estimación del factor de escala comparando la media no ponderada de tres distancias entre pilares con los valores publicados, por ejemplo:

$$factor\ de\ escala = \frac{distancia\ conocida}{distancia\ observada} \quad (6)$$

El error cíclico en los instrumentos modernos EDM suele ser inferior a 2 mm de magnitud y, por tanto, puede ignorarse generalmente. Sin embargo, en sentido estricto, debe determinarse para lograr la trazabilidad legal de las mediciones de distancia. Debe tenerse en cuenta que, si se considera significativo, el error cíclico debe aplicarse a las distancias de pendiente medidas antes de determinar las demás correcciones de los instrumentos.

Análisis de resultados de la calibración de los instrumentos

El resultado de la calibración del EDM debe comprobarse para asegurarse de que refleja la calidad del instrumento probado. Como norma general, la corrección del instrumento debe aproximarse a la precisión con la que el instrumento es capaz de medir distancias, tal y como indica el fabricante (Janssen & Watson, 2014).

Si el resultado de la calibración excede significativamente las especificaciones del fabricante, es posible que se haya producido lo siguiente según (Janssen, 2015) y debe considerarse una acción apropiada:

- Es posible que el instrumento no esté en buen estado de funcionamiento y que deba ser revisado y probado de nuevo.
- Es posible que los procedimientos de observación no se hayan seguido de forma satisfactoria, lo que suele deberse a observaciones meteorológicas deficientes y/o a instrumentos de baja precisión y a la toma de atajos para ahorrar tiempo.
- Los valores de referencia verificados pueden dejar de ser precisos. Es poco probable que esto ocurra si la línea de base se ha verificado recientemente, pero puede ocurrir si se ha confirmado que la línea de base está sujeta a movimientos de pilares.

Error cíclico

El error cíclico es generalmente insignificante en los instrumentos modernos y, por consiguiente, no se aplica a las distancias de campo medidas. Sin embargo, en sentido estricto, su magnitud debe determinarse para lograr la trazabilidad legal de las mediciones de distancia. Si el error cíclico resulta ser significativo, debe aplicarse como corrección a las distancias medidas en pendiente antes de la reducción de las distancias a la horizontal y la determinación de la constante aditiva y el factor de escala.

Constante Aditiva

La constante aditiva es principalmente una corrección de la desviación física combinada del reflector y de la desviación del centro eléctrico del instrumento y, a diferencia del factor de escala, no debería verse influida por un cambio en la temperatura ambiente. Por lo tanto, la constante aditiva no debería variar significativamente en calibraciones posteriores, siempre que se utilice la misma combinación de instrumento/reflector.

La constante aditiva debe aplicarse a todas las distancias de campo medidas, ya sea manualmente o fijando la constante en el instrumento después de la calibración. Una vez fijada en el instrumento, se debe volver a medir una distancia conocida para asegurarse de que el signo (positivo o negativo) de la constante se ha aplicado o fijado correctamente.

Factor de Escala

Si el factor de escala está dentro de las especificaciones del instrumento, no debe aplicarse como corrección a las distancias de campo medidas.

Si el factor de escala está fuera de la especificación del instrumento, éste debe devolverse al fabricante para su reparación. Sin embargo, es aconsejable repetir la calibración en diferentes condiciones climáticas, tanto para confirmar el resultado como para observar si el factor de escala cambia con diferentes temperaturas ambientales. Los termómetros y barómetros utilizados en la calibración también deben volver a calibrarse con un patrón

certificado, ya que un error en las lecturas de temperatura y presión contribuirá al error de escala de las distancias medidas.

Normativa Internacional de calibración

Con referencia a la recomendación de 1983 del anterior Consejo Nacional de Estándares de Australia (ahora incorporado al NMI (Instituto Nacional de Medición de Australia)) de que el estándar mínimo para la precisión de calibración de los instrumentos EDM debe ser de 5 mm + 30 ppm de intervalo al 99% de confianza (que representa el valor de revisión de 1986). Dentro de un intervalo de confianza del 95 %, esta precisión es igual a 4 mm + 20 ppm y es fácilmente alcanzable con estaciones totales modernas. La precisión de la calibración del instrumento (en relación con el estándar nacional) incluye la incertidumbre de la distancia verificada desde la línea de base, actualmente dentro del intervalo de confianza del 95 %, donde la incertidumbre mínima citada de la distancia entre los pilares verificados es de 0,5 mm + 1,3 ppm (Janssen, 2015).

Capítulo III

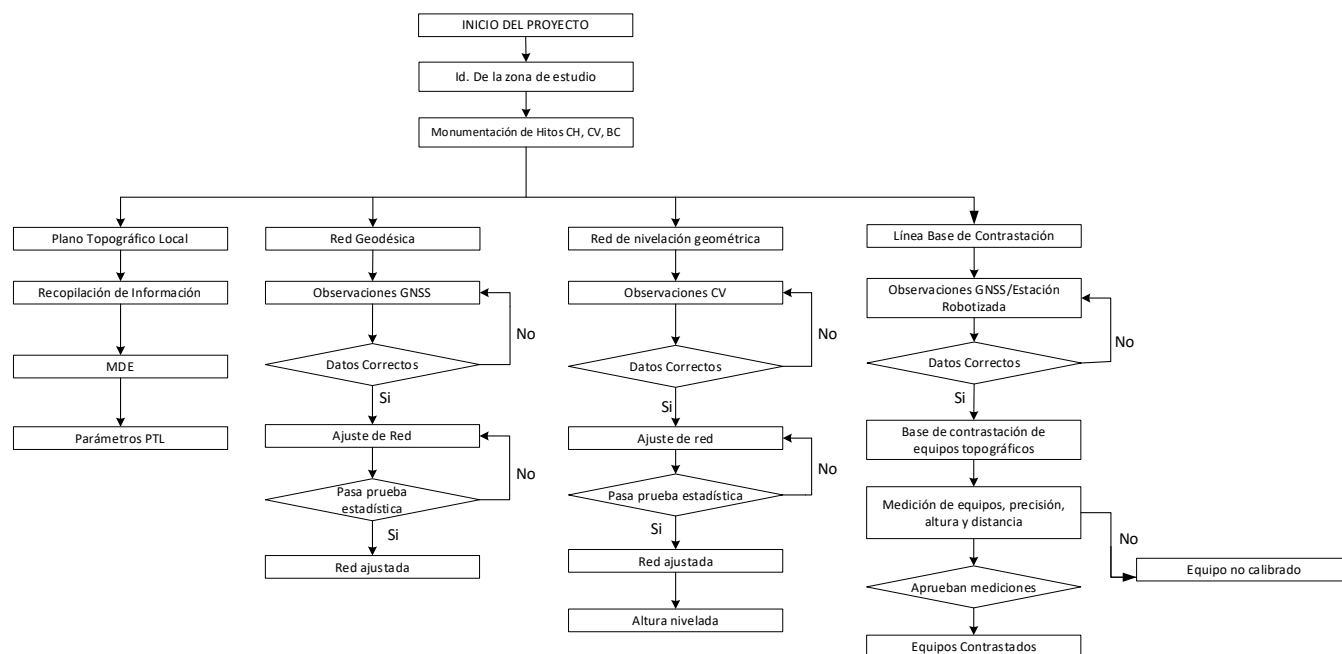
Metodología

En este capítulo se detalla la metodología utilizada para elaborar el proyecto de investigación, empezando por la recopilación de la información, construcción de mojones, toma de datos GNSS, captura de datos gravimétrico, líneas de nivelación geométrica, contrastación de equipos topográficos y control de calidad y validación de datos.

La metodología del proyecto de investigación se basó en el siguiente flujograma:

Figura 11

Flujograma del Proyecto de Investigación



Identificación de la zona de estudio

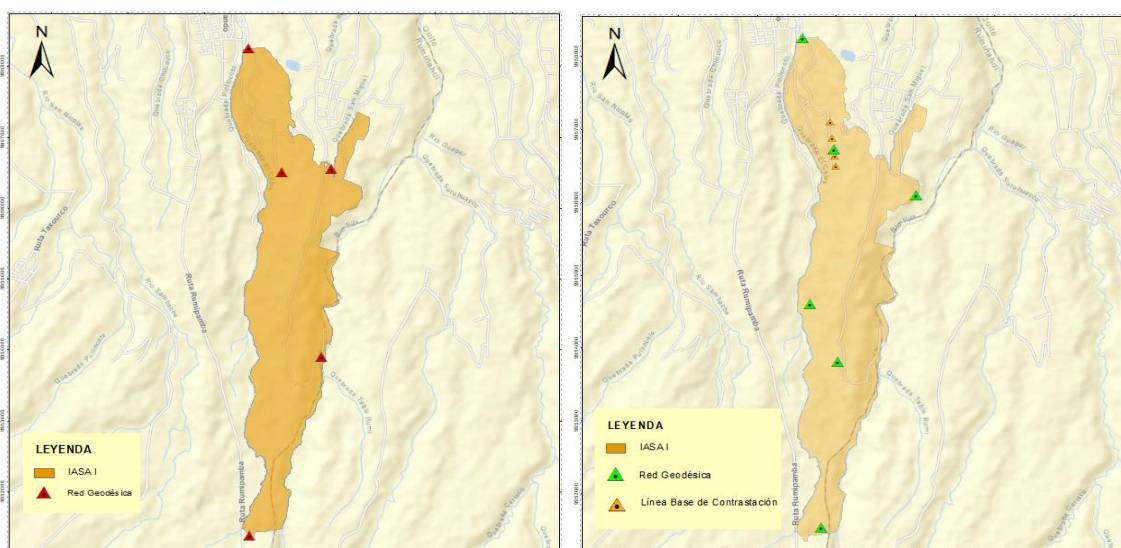
La zona de estudio del proyecto de investigación se lo realizará en el Campus de la Carrera de Ingeniería Agropecuaria IASA I, ubicado en la parroquia Selva Alegre, cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha, como se lo representa en la Figura 1.

Confirmación de puntos a ser materializados

Se realizó un análisis y ubico en el terreno de la zona de estudio con el visor de Google Earth junto con el plano topográfico proporcionado por el Departamento de Desarrollo Físico de la UFA ESPE, posteriormente se realizó la visita in situ del lugar, ubicando cada uno de los puntos a ser materializados (Hitos), tomando varios criterios de ubicación; en un principio se planteó 5 puntos para el Marco Geodésico y 4 puntos de la Base de Contrastación, que al menos un punto del Marco Geodésico sea parte de la base de contrastación. En su principio era un punto extremo para la base, sin embargo una vez finalizado la visita in situ en el terreno y evidenciando las vías de comunicación se implementó un punto más para el Marco Geodésico y se trasladó a dos puntos por su inaccesibilidad al lugar de ubicación.

Figura 12

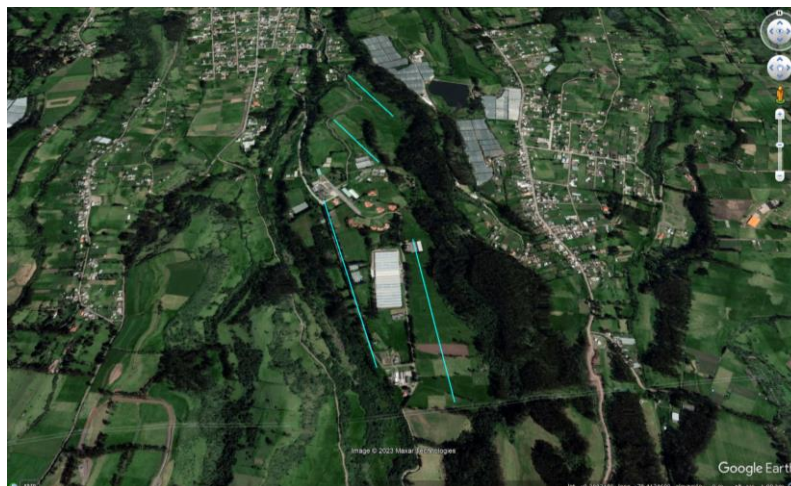
Izquierda mapa de ubicación inicial, derecha mapa de verificación y corrección de puntos in situ



Con el mismo procedimiento que se ubicó el marco geodésico, se ubicó la línea base de contrastación de equipos, verificando in situ la mejor ubicación de la línea base y la más adecuada de acuerdo al terreno, y el punto ubicado en un principio del marco geodésico que se encontraba en el extremo, se trasladó al centro de la línea base, es importante mencionar que lo más óptimo para una línea base de contrastación de equipos de acuerdo a bibliografías revisadas sugieren terrenos planos, en el caso de la zona de estudio contempla la línea base en una pendiente del 4%, como se visualiza en la Figura 13.

Figura 13

Líneas 4 base en línea color turquesa en la ubicación inicial de la línea base de contrastación de equipos



La línea base de contrastación de equipos topográficos y la red geodésica contemplan los siguientes criterios; visibilidad, mejor recepción de satélites, terreno firme, líneas de comunicación, límites de terrenos, figura geométrica homogénea en el área aproximadamente de 569,18 hectáreas del IASA I.

Una vez realizada la corrección de ubicación de los puntos (10 hitos) y ser materializados, se debe cumplir con las especificaciones técnicas de la norma IGM TIPO A, sin embargo, esta norma no contiene diseño estructural, por lo que se elaboró en conjunto con el

Departamento de Desarrollo Físico de la UFA ESPE, un diseño de la estructura y la resistencia de los Hitos con los siguientes criterios:

- Excavación
- Sub-base
- Replanteo
- Acero de refuerzo y doblado
- Encofrado y desencofrado
- Hormigón simple $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ en plintos.
- Placa de referencia en acero inoxidable $e = 0.7 \text{ mm}$ con perno de anclaje nivelado.
- Placa de gravimetría de aluminio 10 cm de diámetro $e = 0.06 \text{ mm}$

Criterios para la construcción de los Mojoneros

Para la construcción de los hitos, luego de realizar 7 visitas a campo en donde se determinó lugares estratégicos tomando en cuenta los objetivos de la investigación y objetivos a futuro para el IASA I. A continuación, se presenta los criterios a tomar en cuenta:

- a. La ubicación de los mojoneros se los realizó en zonas estratégicas donde colinde con; límites de linderos y accidentes geográficos del IASA I, además de localizarlos en zonas céntricas del mismo para poder determinar una estructuración adecuada de la red geodésica y la base de contrastación.
- b. El terreno para la construcción de los mojoneros debe ser el adecuado para el correcto asentamiento de estos, donde se debe tomar en cuenta no construir en zonas pantanosas o erosionables.
- c. Para el diseño de los mojoneros, se tomó en cuenta las condiciones climáticas del sitio, en donde según la meteorología de este, el 50% del año existen lluvias. Es así, que se tomó como punto relevante las resistencias de los mojoneros para que estos no tengan problemas a futuro.

- d. Los mojones se ubicaron en zonas despejadas para obtener una mejor recepción satelital evitando la ubicación en zonas de altos taludes y de vegetación muy densificada.

Especificaciones técnicas para la construcción de los Mojones

Excavación

La excavación mecánica consistió en realizar 10 perforaciones de diámetro de (1x1) y 1,5 metros de profundidad en el lugar ubicado y verificado con la señal de una estaca, ubicada con una estación total, como se puede identificar en la siguiente Figura 14.

Figura 14

Dimensiones, marcación, excavación y colocación de sub-base



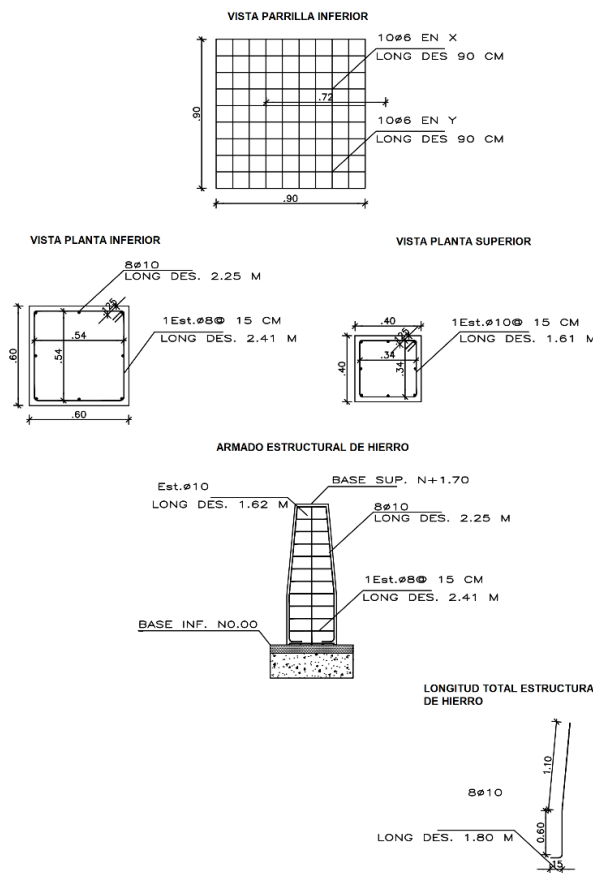
Una vez definido el lugar para la construcción de los hitos, se tomó en cuenta ciertos criterios en base a normativas actuales del IGM, en donde además de utilizar la especificación de los mojones con norma tipo IGM-A, se analizó factores de resistencia de materiales, debido a las condiciones climáticas que presenta el lugar, como son; tipo de suelo y durabilidad y cada

uno cuenta con un perno de centraje forzoso para la colocación de los equipos que el usuario desee utilizar.

En la Figura 15 podemos visualizar el diseño estructural de los mismos, en donde en la base se procedió a colocar una parrilla de sujeción de 90x90 centímetros con varillas de 10Ø6; y para la estructura se colocó 8 estribos de 1.80 metros de alto con varillas de 8Ø10 con 11 estribos longitudinales hechos con varillas de Ø8 con las siguientes mediciones: 60x60 centímetros para la base inferior y 40x40 centímetros para la base superior, ya que su forma es un cono truncado.

Figura 15

Diseño de la estructura de hierro de los Hitos

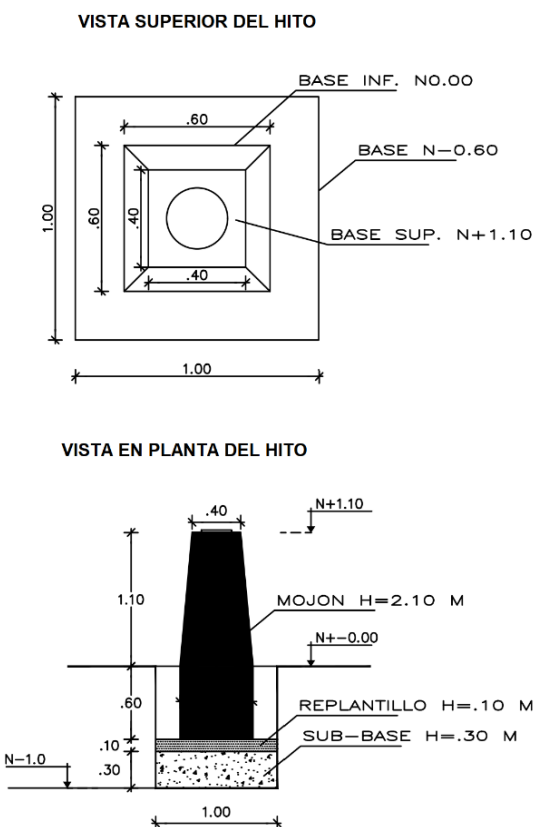


Para la construcción del cono truncado, se contemplaron dos clases de hormigones, inicialmente se realizó una excavación mecánica de 1 metro de profundidad. Para la primera sección que se encuentra en el interior de la superficie del terreno que tiene una profundidad de 1 metro con una dimensión de 1x1 metros, con una resistencia del hormigón de 180 kg/cm^2 que corresponde a una proporción de 1:3:4 en el orden de 1 saco de cemento, 3 parihuelas de arena y 4 parihuelas de ripio.

Para la segunda sección, se encuentra ubicada sobre la superficie del terreno, se determinó un hormigón con una resistencia de 240 kg/cm^2 con la proporción de materiales: 1:2:3 en el orden de 1 saco de cemento, 2 parihuelas de arena y 3 parihuelas de ripio, como se puede evidenciar en la Figura 16.

Figura 16

Vista de la parte superior y en planta de los Hitos



Sub-base Clase 2

Realizada la excavación con el suelo firme, se colocó la capa de sub-base clase 2, que corresponde a una capa de 30 cm con una mezcla homogénea de cemento ripio y arena con la cual se fundió del replantillo, como se evidencia en la Figura 17 y 18.

Figura 17

Diseño de la Sub-Base Clase 2

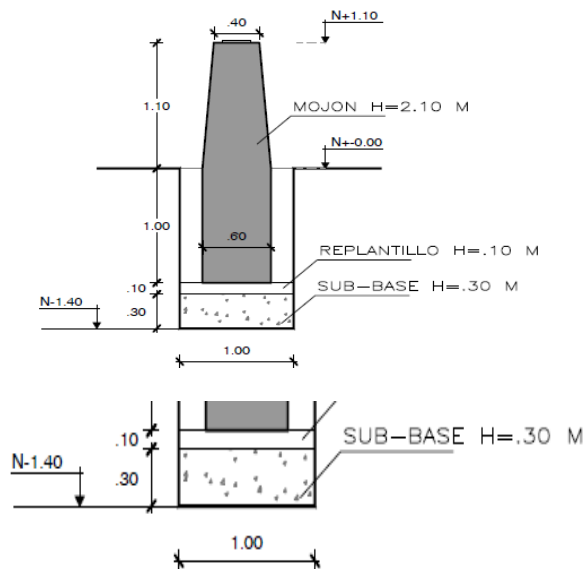


Figura 18

Relleno de sub-base



Replanteo HS= 180kg/cm²; e=10cm

Una vez completa la fundición de la sub-base, se procedió a verter con la concretara 10 cm la mezcla homogénea de composición de 1:3:4 en el orden de 1 saco de cemento, 3 parihuelas de arena y 4 parihuelas de ripio que corresponde a la resistencia de 180kg/cm² de igual manera se tomó muestras de la resistencia para ser analizada en laboratorio como se muestra en la Figura 19.

Figura 19

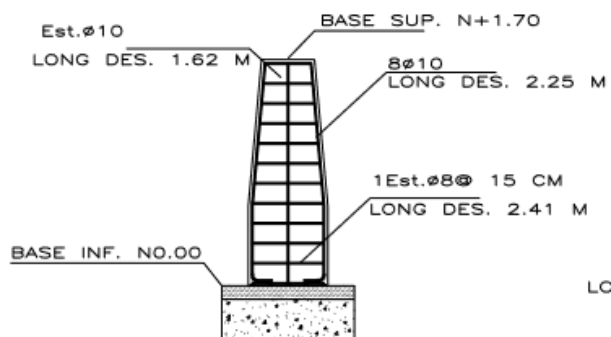
Relleno del replanteo

**Acero de Refuerzo**

El acero de refuerzo es el conjunto de operaciones necesarias para cortar, doblar, formar ganchos y colocar varillas de acero que se utilizaron para conformación del hormigón armado como se muestra en la Figura 20.

Figura 20

Diseño del acero de refuerzo para los Hitos



Se utilizó hierro dulce laminado en caliente del tipo: Corrugado de grado extraduro (A-63/42) con un límite de fluencia $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ en todos los elementos de la estructura principal: cimentación, columnas, vigas, losas, estribos y escaleras.

Este límite de fluencia justifica en las curvas esfuerzo-deformación. Así mismo las varillas de refuerzo cumplen las siguientes especificaciones:

- INEN-136 Especificaciones Standard para acero estructural.
- ASTM – 370 y 372 Método Standard y definiciones para la prueba de mecánica de productos de acero.
- INEN-102 Especificaciones Standard para varillas corrugadas de acero de lingote para Refuerzo de concreto.

Las varillas de refuerzo, con el fin de garantizar su trabajo a la adherencia, deberán cumplir con los requisitos mínimos de las "corrugaciones de varillas de acero corrugado para refuerzo de concreto ASTM- 305" y estarán libres de oxidación excesiva, escamas u otras

sustancias que afecten a la buena adherencia del concreto con el refuerzo. El módulo elástico del acero de refuerzo es del orden de los $2'100.000 \text{ Kg/cm}^2$.

Doblado de Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo se dobló ajustándose al plano y cumplen las instrucciones de tolerancias que se señalan como permisibles. Este trabajo se realizó en frío y a velocidad moderada, mediante medios mecánicos, no permitiéndose bajo ningún concepto calentar ninguna de las barras de refuerzo para su doblado. Las barras con torceduras o doblados que no se muestren en los planos fueron rechazados, y el doblado se lo realizó como muestra la Figura 21.

Figura 21

Doblado acero de refuerzo, estructura del mojón



Encofrado y Desencofrado de Madera

Se utilizó madera tipo Laurel para el encofrado de baja densidad de 0.30 – 0.35 de peso específico, las mismas que fueron untadas con Diesel en su interior para que no se pegue la madera con la mezcla y al desencofrar no dañe el mojón, como se muestra e la Figura 22.

Figura 22

Encofrado utilizado para la construcción de mojones



Hormigón Simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$ En plintos

Para la elaboración del hormigón que se utilizó en la construcción de la columna y base de los hitos, se utilizó una proporción de 1-2-2 en el cemento, arena y grava respectivamente como se muestra en la Figura 23. De esta mezcla se tomaron dos muestras por cada hito (20 muestras) como se indica en la Figura 24. A estas muestras se les realizó una prueba de resistencia de material, dando como resultado una resistencia de $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$ o 3555 PSI.

Figura 23

Proceso para la elaboración la mezcla homogénea de HS 240 kg/cm²



Figura 24

Toma de muestras de hormigón para las pruebas en laboratorio



Placa de referencia en acero inoxidable con perno de anclaje

Son placas de acero inoxidable colocadas en la parte superior del mojón con un espesor de 0.7 mm y atravesada por un perno de 5/8" que tiene una longitud de 7.62 cm y un diámetro aproximado de 1.4 cm.

Este perno fue soldado a la estructura de acero del mojón como se ve en la figura 25 de tal manera que, una vez fundida la columna, la rosca del perno sobrepasa el hormigón, quedando 1.5 cm sobre el mismo.

A la placa de acero inoxidable se le realizó una perforación del tamaño del diámetro del perno, siendo esta posteriormente encajada en el perno como se ve en la Figura 25.

Además, a partir del centro de la placa, se colocó una rodela de 2 cm de diámetro, que sobresale 3 mm sobre la placa; esto para evitar que las bases nivelantes de los equipos topográficos toquen la placa de acero, como se muestra en la Figura 25.

Figura 25

Anclaje del perno de 5/8" de longitud 3 pulgadas a la estructura de acero del mojón



La placa de los Hitos cuenta con las siguientes medidas:

- Diámetro = 25 cm
- Grosor / espesor de 1 mm
- Material acero inoxidable o aluminio.
- Altura de la placa al perno de acero 3 cm

Placa de gravimetría de aluminio

Es una placa de aluminio colocada en la parte inferior del mojón la misma que se encuentra anclada a 15 centímetros de profundidad en la base del hito como se muestra en la figura 26. Estas placas fueron utilizadas para la medir la gravedad y la altura media del terreno.

Figura 26

Diseño de la placa inferior del Hito



La placa inferior cuenta con las siguientes medidas y especificaciones:

- Diámetro: 10 cm
- Grosor: de 8 mm
- Materia: aluminio

Fundición del Mojón y Colocación de la Placa de Nivelación y Gravimetría

Para la resistencia del cemento de HS de 240 kg/cm², se realizó la mezcla de 1 saco cemento, 2 sacos de arena, 2 sacos de ripio, agua y plastificante rápido para su fragüe, todo estos materiales vertidos en la concretera para una mezcla homogénea por el lapso de 2 minutos y una vez realizada la mezcla se procede a verter en cada uno de los mojones de cilindros, para realizar las pruebas de laboratorio de resistencia de materiales de la UFA ESPE de cada uno de los hitos, como se muestra en la Figura 26.

Nivelación y Apuntalamiento del Mojón

Para la línea base se controló; antes, durante y después de la fundición de los hitos, las distancias y la nivelación de los mojones verificando la correcta ubicación, con prisma y una estación total, como se observa en la Figura 27.

Figura 27

Chequeo de la distancia con prisma estación total y correcta nivelación



Desenfofrado y verificación de nivelación de mojones

Luego de 3 días de la fundición de los mojones, se procede a desenfofrar con mucho cuidado, posteriormente se verifico constantemente la nivelación correcta con nivel de burbuja en la base superior, como se muestra be la Figura 28.

Figura 28

Desenfofrado de mojones



Red Geodésica

Diseño de la Red Geodésica de Control Horizontal

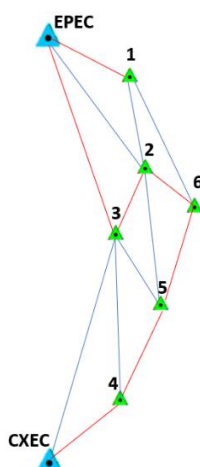
El diseño de la red geodésica de control horizontal contempla 14 líneas base conectadas sin cerrar ninguna figura geométrica en dos sesiones diferentes. La primera sesión de color rojo y la segunda sesión de color azul que constan cada una de 7 líneas base como se muestra en la Figura 29. y Tabla 1.

Cada vértice de la red geodésica fue rastreado simultáneamente por dos equipos diferentes (Trimble Alloy) con un tiempo de rastreo de 6 a 9 horas. Los vértices se enlazaron por figuras geométricas (triángulos) repartidos de manera homogénea a lo ancho y largo del predio que compone el IASA I.

La red geodésica se enlazó a dos estaciones de monitoreo continuo perteneciente a la (REGME) que corresponden a la estación ESPE denominada (EPEC) al norte y la estación de Cotopaxi denominada (CXEC) ubicada al Sur del lugar de Estudio (IASA I).

Figura 29

Diseño de la red geodésica



Materiales y Equipos Geodésicos

Para realizar la red geodésica en la zona de estudio IASA I, se utilizaron los equipos que se detallan en la Tabla 1 y se muestran en la Figura 30:

Tabla 1

Detalle de los equipos utilizados

Materiales y equipos Geodésicos			
Orden	Detalle	Fabricante	Unidad
01	Antena GNSS Zephyr Geodetic 3	Trimble	06
02	Receptor Alloy	Trimble	06
03	Base nivelante	Trimble	06
04	Extensión 15 cm	Trimble	06
05	Batería externa	Trimble	06
06	Cargador de baterías	Trimble	06
07	Cables para conexión antena receptor	Trimble	06
08	Maleta de Transporte	Trimble	06
09	Cinta métrica	Trimble	06
10	Plástico protector de baterías y receptor	N/A	06
11	Hoja de campo	N/A	12

Figura 30

GNSS Alloy y antena Zephyr Geodetic 3



En la Tabla 2., se describen las especificaciones técnicas del equipo GNSS Alloy y antena Zephyr Geodetic 3.

Tabla 2

Especificaciones técnicas del equipo

Tabla	Especificaciones técnicas
Canales:	672
Rastreo de satélites	GPS: L1 C/A, L2E (L2P), L2C, L5 GLONASS: L1 C/A2 y código P sin encriptar, L2 C/A y código P sin encriptar, L3 CDMA Galileo: L1 CBOC, E5A, E5B y E5AltBOC, E6 BeiDou: B1, B2, B3 QZSS: L1 C/A, L1C, L1 SAIF, L1S3, L2C, L5, LEX/L64 IRNSS: L5, Banda S SBAS: L1 C/A (EGNOS/MSAS), L1 C/A y L5 (WAAS) Banda L: Trimble RTX, OmniSTAR VBS, HP y XP

Tabla	Especificaciones Técnicas
Formatos de corrección:	CMR, CMR+, CMRx, GAGAN, RTX, RTCM 2.x, RTCM 3.x, SDCM
Formato de salida	hasta 100 hz
Precisión GNSS diferencial de código	Horizontal: 0,25 m + 1 ppm Vertical: 0,50 m + 1 ppm RMS
Precisión estática de alta precisión	Horizontal: 3mm + 0,1 ppm Vertical: 3,5 mm + 0,4 ppm
Precisión cinemático en tiempo real (RTK)	Horizontal: 8 mm + 1 ppm Vertical: 15 mm + 1 ppm
Comunicación	Puertos seriales: dos macho de 9 pines y 2 lemo de 7 pines USB: mini B de 5 pines Ethernet: HTTP, NTRIP server / caster, otros Email, FTP Push Wifi: 802.11 b,g,
Bluetooth	3 conexiones simultaneas.
Memoria	24GB, expansible hasta 1TB
Duración de baterías	2 baterías 30 horas, intercambiables en caliente
Formatos de archivo	T02, T04, BINEX, RINEX V2.X/3.0X, Google Earth KML/KMZ

Configuración de los equipos GNSS

Realizado el diseño de la red geodésica y previo al rastreo en cada uno de los hitos, se configuró los equipos GNSS como indica en la Figura 31.

Figura 31

Configuración del registro de datos



Una vez realizada la configuración del equipo se procede a colocar en cada uno de los hitos siguiendo los siguientes pasos:

- Se implantó la base nivelante y se centró el nivel circular u ojo de pollo de la base nivelante.
- Se colocó la extensión 15 cm sobre la base nivelante
- Se colocó la antena GNSS Zephyr Geodetic 3 sobre la extensión
- Se midió la distancia desde la placa de acero del hito, hasta la base del soporte de la antena GNSS 3 veces antes de iniciar el rastreo y 3 veces al finalizar el rastreo.
- Se registró las mediciones realizadas en el paso anterior en la hoja de campo, para obtener un promedio de altura.
- Se colocó el cable de datos de la antena al receptor
- Se conectó el cable de energía del receptor a la batería externa.
- Se inició del rastreo
- Finalmente se cubrió la batería y el receptor con la protección plástica durante el tiempo de rastreo como se indica en la Figura 32.

Figura 32

Rastreo GNSS Trimble Alloy en cada hito de la red geodésica del IASA I



Postproceso

Durante el trabajo de gabinete se realizó el procesamiento de la información obtenida de los rastreos realizados los días 04 y 05 de enero de 2023 como se detalla en la Tabla 3.

Tabla 3

Distancias aproximadas y tiempo de rastreo

Distancias aproximadas y Tiempo de duración entre líneas base		
Línea	Longitud (Km)	Duración de sesión (h/min/seg)
Primera Sesión 4/1/2023		
EPEC-H1	7.67	7:45:04
EPEC-H3	11.10	7:02:36
H2-H3	2.16	7:02:36
H2-H6	1.21	6:24:38
H4-H5	2.27	6:20:32
H5-H6	2.48	6:20:32
CXEC-H4	59.36	7:08:12
Segunda Sesión 5/1/2023		
EPEC-H2	9.22	8:15:33
H1-H2	1.57	8:15:33
H1-H6	2.59	8:11:42

Distancias aproximadas y Tiempo de duración entre líneas base		
Línea	Longitud (Km)	Duración de sesión (h/min/seg)
H3-H5	0.88	8:42:51
H3-H4	3.07	8:04:29
CXEC-H3	62.16	8:50:23

Para el post procesamiento se utilizó el software comercial Trimble Business Center versión 5.2 con licencia como se muestra en la Figura 33.

Figura 33

Software comercial versión TBC 5.20



Una vez en el software se realizó la configuración del proyecto como se muestra en la Figura 34.

Figura 34

Pantalla de configuraciones TBC 5.20

Sistemas de coordenadas



- Grupo del sistema de coordenadas: Word widw/UTM
- Zona: 17 Sur
- Transformación del datum: ITRF2014 (Molodesky), en vista que no existe el ITRF2020
- Modelo Geoide: Ninguno
- Coordenadas: 4 decimas

Procesamiento de líneas base

- General: Tipo de efemérides: Preciso/a
- Calidad: Se detalla en la Tabla 4.

Tabla 4

Indicador de calidad para la Red Geodésica

	Indicador 	Fallida 
Precisión horizontal	0.005 m + 1.0 ppm	0.010 m + 2.0 ppm
Precisión vertical	0.01 m + 2.0 ppm	0.020 m + 4.0 ppm

- Satélites: GPS, GLONASS, GALILEO
- Visualización de nivel de confianza: 95%

Una vez configurado la plantilla del TBC 5.2 se descargo los datos mediante wifi del recepto al celular, se procede almacenar en una carpeta más los siguiente insumos:

Efemérides precisas de los días 3,4,5,6 de enero del 2023 de la página <https://cddis.nasa.gov/archive/gnss/products/2043/> que de acuerdo con el calendario GNSS corresponde al día 22433 y 22434 de la página <https://www.gnsscalendar.com/>.

Coordenadas de las estaciones de monitoreo continuo perteneciente a la REGME de las estaciones EPEC y CXEC de los días 4,5 de enero del 2023 con un tipo de dato de un segundo de rastreo de la siguiente página:

<https://www.geoportaligm.gob.ec/downloads/public/buzon> con su respectiva monografía.

Coordenadas transformadas de la monografía EPEC y CXEC de marco de referencia ITRF2008 a IGR20 en el siguiente link <https://smartitgeo.leivaingenieria.com.ec>.

Tabla 5

Coordenadas de las estaciones de monitoreo continuo utilizadas para la realización de la red geodésica

Tabla	Coordenadas Monográfica REGME-IGM ITRF2008		
Estación	Latitud	Longitud	Altura
EPEC	0°18'53.6040"S	78°26'46.7626"W	2522.975 m
CXEC	0°56'6.7915"S	78°36'53.4069"W	2808.440 m
Coordenadas transformadas Pagina de Smart It GEO GRS80			
EPEC	0°18'53.60186"S	78°26'46.76358"W	2522.9663 m
CXCE	0°56'6.78900"S	78°36'53.40739"W	2808.4827 m

Para transformar la coordenada al marco de referencia ITRF20 se obtuvo los parámetros de la siguiente página:

<https://www.geoportaligm.gob.ec/nextcloud/index.php/s/oBRCyfMT5nPzo5J?dir=undefined&openfile=396192>.

Coordenada semanal correspondiente a la semana 2022-12-28 [2022.9918] semana 2242, en vista que es la más cercana a la semana 2243 de época 2023.01 que al momento no se encuentra disponible y se encuentra en la página siguiente

https://www.sirgas.org/es/weeklysolutions/weekly_xyz/, de las dos estaciones EPEC y CXEC.

Puntos de los hitos (1,2,3,4,5,6) rastreos de los días 3 y 4 de enero del 2023 en formato .T02.

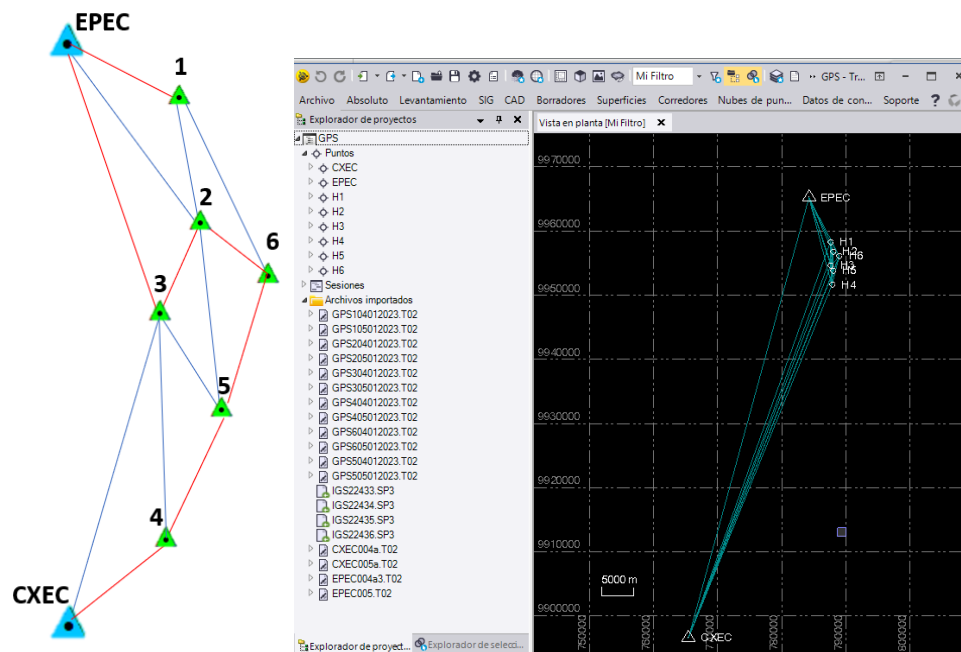
Tabla 6

Datos de rastreo descargados

Datos rastreados GNSS Trimble Alloy					
ID de punto Renombrado	Duración de sesión (h/min/seg)	Nombre del Archivo	Antena Método	Altura (m)	No de serie Receptor
H1	7:45:04	GPS104012023.T02	B. soporte antena	0.334	6036R40013
	8:45:04	GPS105012023.T02	B. soporte antena	0.334	6036R40047
H2	7:18:06	GPS204012023.T02	B. soporte antena	0.333	6036R40048
	8:15:33	GPS205012023.T02	B. soporte antena	0.337	6036R40013
H3	7:02:36	GPS304012023.T02	B. soporte antena	0.335	6036R40034
	8:50:23	GPS305012023.T02	B. soporte antena	0.333	6032R40019
H4	7:08:12	GPS404012023.T02	B. soporte antena	0.335	6032R40019
	8:04:29	GPS405012023.T02	B. soporte antena	0.334	6036R40034
H5	6:20:32	GPS504012023.T02	B. soporte antena	0.334	6036R40046
	8:42:51	GPS505012023.T02	B. soporte antena	0.331	6036R40030
H6	6:24:38	GPS604012023.T02	B. soporte antena	0.331	6036R40030
	8:11:42	GP6505012023.T02	B. soporte antena	0.335	6036R40046

Figura 35

Datos cargados en TBC 5.20 se identifica en la figura diseñada de las 14 líneas base:



Se procede a ingresar cada punto y verificar que contenga el mismo nombre del punto indicado de las dos secciones: H1, H2, H3, H4, H5, H6.

Se ingresa el tipo de coordenada transformada en Global de las bases EPEC y CXEC en IGR80 como calidad de control.

Selección de las líneas base (figura diseñada) de las 14 líneas base de las dos secciones rastreadas.

Figura 36

Selección de las líneas base a procesar en el software

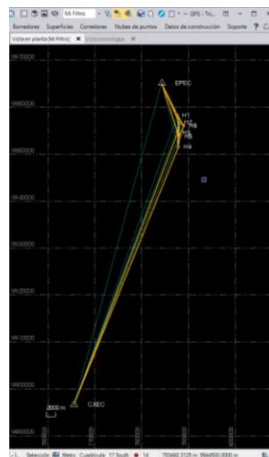


Tabla 7

Distancias aproximadas de las líneas base entre los hitos

Distancias aproximadas	
Línea	Longitud (Km)
Primera Sesión 4/1/2023	
EPEC-H1	7.672
EPEC-H3	11.100
H2-H3	2.156
H2-H6	1.208
H4-H5	2.274
H5-H6	2.479
CXEC-H4	59.364
Segunda Sesión 5/1/2023	
EPEC-H2	9.219
H1-H2	1.570
H1-H6	2.590
H2-H5	2.931
H3-H5	0.880
H3-H4	3.065
CXEC-H3	62.157

Figura 37

Resultados del procesamiento de las 14 líneas base y se guarda el proceso

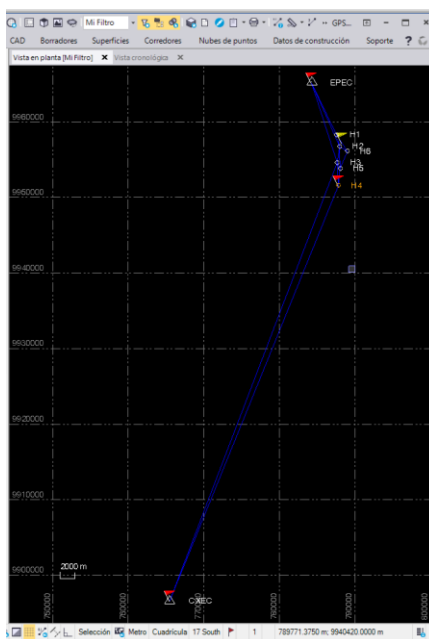
Procesar líneas base

Resultados del procesamiento						
Guar	Observación	Tipo de s	Precisión horiz. (Precisión vert. (9	RCM	Longitud
<input checked="" type="checkbox"/>	EPEC --- H1	Fija	0.005	0.022	0.023	7672.670
<input checked="" type="checkbox"/>	EPEC --- H2	Fija	0.004	0.018	0.030	9220.061
<input checked="" type="checkbox"/>	H2 --- H6	Fija	0.001	0.006	0.009	1217.136
<input checked="" type="checkbox"/>	H2 --- H3	Fija	0.002	0.010	0.010	2156.874
<input checked="" type="checkbox"/>	H1 --- H2	Fija	0.002	0.007	0.012	1570.974
<input checked="" type="checkbox"/>	H1 --- H6	Fija	0.004	0.019	0.015	2598.081
<input checked="" type="checkbox"/>	H2 --- H5	Fija	0.002	0.011	0.013	2938.906
<input checked="" type="checkbox"/>	H6 --- H5	Fija	0.003	0.013	0.014	2480.211
<input checked="" type="checkbox"/>	H5 --- H3	Fija	0.001	0.003	0.008	891.607
<input checked="" type="checkbox"/>	H3 --- H4	Fija	0.003	0.012	0.013	3070.342
<input checked="" type="checkbox"/>	H4 --- H5	Fija	0.002	0.011	0.013	2273.694
<input checked="" type="checkbox"/>	EPEC --- H3	Fija	0.005	0.019	0.030	11102.317
<input checked="" type="checkbox"/>	CXEC --- H3	Fija	0.008	0.026	0.018	62150.077
<input checked="" type="checkbox"/>	CXEC --- H4	Fija	0.009	0.029	0.018	59358.916

Presione <Guardar> para guardar los resultados del procesamiento. 14 observaciones seleccionadas pa

Figura 38

Verificación de errores (banderas rojas y amarilla)



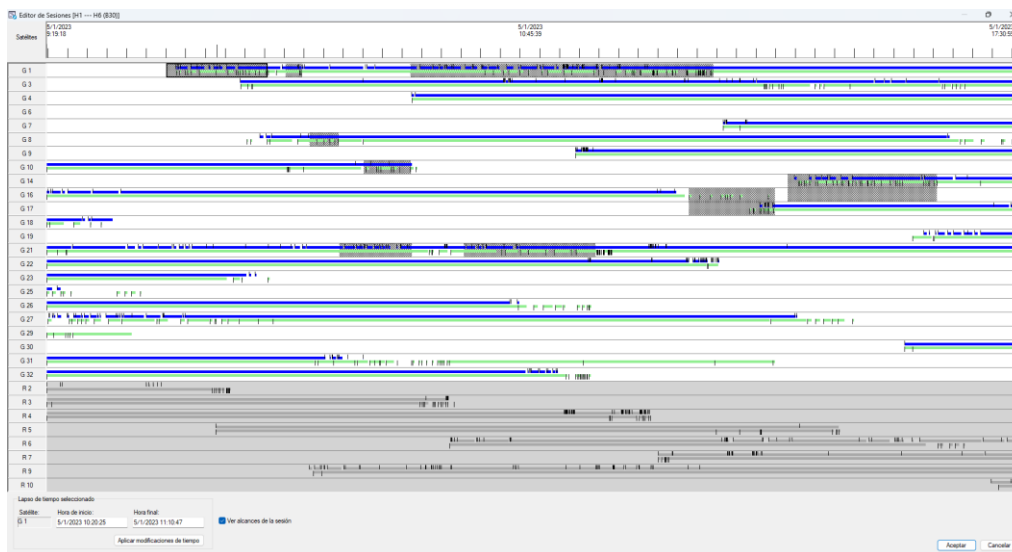
Analizando los errores, se verifica cada error con el informe de derivación de punto y posterior se verifica los errores en la línea de tiempo por los satélites, es importante mencionar que se puede hacer una depuración de un máximo del 10% de los datos anómalos.

Se procede con clic derecho, editor de sesión, selección en las interrupciones y aceptar, seguido se envía a procesar nuevamente la línea base depurada.

Una vez depurado todas las novedades resultantes en los errores, se procede con el siguiente paso al informe de cierre del bucle GNSS, en donde se verifica el cierre de cada uno de los modulo formados (figura geométrica), en este caso existen tres triángulos que resultarán fallidos y se puede validar dependiendo el criterio realizado en la configuración y en el objetivo planteado, si existe cierres altos se debe analizar en base a los módulos fallidos y realizar algún tipo de corrección, caso contrario si los módulos fallidos no representan errores altos, se continúa con el siguiente paso.

Figura 39

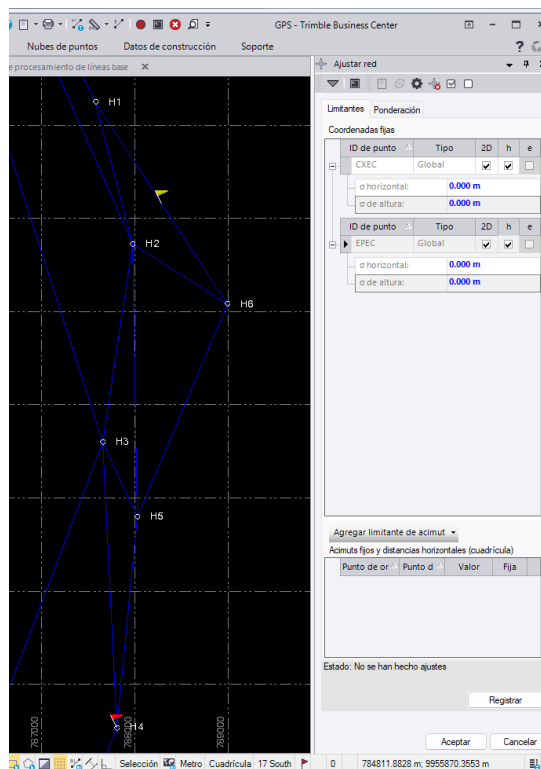
Línea de tiempo de satélites rastreados el día 4 de enero del 2023 de la línea base H1-H6 nombre de la línea (B30) de fecha 5 de enero del 2023, depurado en color plomo las anomalías del rastreo



Realizada la verificación de los cierres de bucles, se procede al ajuste de la red, en donde se realiza la fijación de las estaciones de monitoreo y se analiza el criterio del chi cuadrado, es importante colocar si existe la información de los sigmas de cada base, y se oprime en registrar.

Figura 40

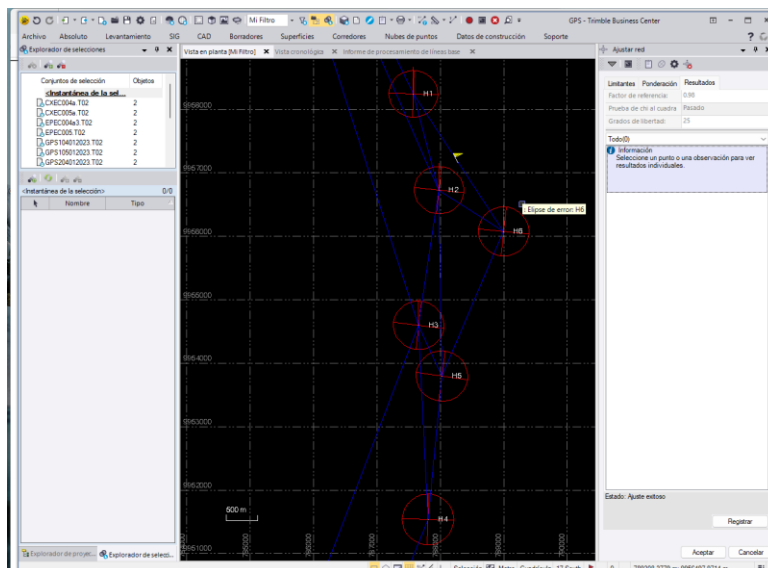
Red Geodésica procesada las líneas base con el criterio de pasar la prueba del Chi Cuadrado



Si la prueba del chi cuadrado no pasa el criterio configurado, se procede a verificar las configuraciones y analizar el criterio que para esta investigación, se colocó en errores estándar o defecto, GNSS, errores de configuración por defecto en error de centrado del instrumento 0.002 m y el error en la altura de la antenas 0.003 m, aceptar y se oprime en registrar, posterior se procesa resultando la prueba del paso de la prueba del chi cuadrado en este proyecto; aceptar y se puede verificar en el informe de cierre de red, en este caso se comprueba la calidad que existe en el presente proyecto y se acepta el paso de la prueba.

Figura 41

Red geodésica ajustada con sus respectivas elipses homogéneas de cierre



Red de Nivelación Geométrica

Diseño de la Red de Nivelación

Para el diseño de la red de nivelación se debió tomar en cuenta información de puntos de control vertical que el IGM cuente cerca del sitio de estudio. Para esta investigación se tomaron en cuenta dos puntos de control vertical de primer orden, ya que los puntos de control vertical cercanos a la zona de estudio eran considerados de segundo orden. Los puntos de control vertical utilizados fueron dos: el primero ubicado cerca del centro comercial “San Luis” y el segundo ubicado dentro del Campus Matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

- Punto **X-B-9A** materializado en una placa de nivelación del IGM que se encuentra ubicado en el redondel al regreso de Quito cercano al centro comercial “San Luis”.
- Punto **SR-P-1A** que ha sido materializado por el IGM en una placa de nivelación y está ubicado en la garita de la entrada principal de la Universidad.

Después de haber seleccionado los dos puntos de control para el diseño de la red de nivelación, se procedió a realizar una sección de chequeo de cota entre las dos placas de

control vertical. Partiendo desde la placa X-B-9A hasta la placa SR-P-1A, donde se realizó un circuito de ida y regreso para poder validar la información de alturas que se encuentra en la información de la monografía de los puntos de control vertical.

Tabla 8

Sección de arrastre del punto de control vertical desde X-B-9A hacia el punto SR-P-1A

PLACA INICIO	PLACA FIN	MEDIA DESNIVEL (mm)	COTA (m)	PLACA
PRIMERA SECCIÓN DE CHEQUEO				
X-B-9A			2475.5222	PARTIDA
X-B-9A	SR-P-1A	21694.650	2497.2169	NIV-SR-P-1A
SR-P-1A	X-B-9A			

Una vez realizada la sección de chequeo entre los dos puntos de control vertical comprobando que no exista desfases que superen la precisión de $2mm\sqrt{K}$ entre el punto de control de llegada (SR-P-1A) con el punto de control de la monografía proporcionado por el IGM, se procedió a arrastrar el valor de altura desde el punto SR-P-1A hasta el HITO1 y la PLACA1 donde estos dos serán los dos puntos de control vertical conocidos como puntos de partida para realizar el circuito de nivelación del marco de referencia geodésico.

A continuación, en la Figura 14 se puede observar el circuito de nivelación realizado incluido el circuito de arrastre de cota desde el punto SR-P-1A hasta el HITO1 y la PLACA1.

Figura 42

Diseño del circuito de la red de Nivelación Geométrica



Equipo de Nivelación

Para la determinación de los desniveles y las alturas del marco de referencia geodésico se utilizaron los siguientes equipos:

Tabla 9

Detalle de equipos utilizados en la Nivelación Geométrica

Orden	Descripción	Marca	Cantidad
01	Nivel digital LS15	Leica	01
02	Nivel digital DNA10	Leica	01
02	Trípode	Leica	02
04	Miras invar	Leica	04
03	Placas de soporte para las miras (sapos)	Leica	04
04	Maleta de transporte	Leica	02
05	Hojas de Campo	s/m	25
06	Cargador	Leica	02

En la Figura 44 y Figura 45 se representan los dos equipos utilizados verificando su condición y estado de las baterías antes del procedimiento de campo.

Figura 43

Equipo de nivelación Leica LS15



Figura 44

Equipo de nivelación Leica DNA10



Procedimiento de toma de datos en Campo

Para poder realizar la nivelación en campo se trabajó con dos equipos, compuesto por un operador del nivel, dos portamiras, un conductor y un anotador. Como se evidencio en la Figura 14 se siguió el circuito de nivelación planteado con un equipo y el otro equipo de nivelación se encargó de realizar el arrastre del punto de control vertical hasta el HITO1 y la PLACA1 desde el punto de control vertical SR-P-1A, donde prácticamente se determinó que el

error propuesto y tolerable no debía exceder el valor de $2mm\sqrt{K}$. A continuación, se detalla el proceso de nivelación:

- a. Antes de partir del punto de control vertical SR-P-1A, se tomó en cuenta realizar una sección de chequeo entre el punto de control vertical X-B-9A y el punto de control vertical SR-P-1A, para poder verificar o validar la información de la monografía propuesta por el IGM, donde se obtuvo que este punto de control vertical está dentro de la precisión con la trabaja el IGM que es $2mm\sqrt{K}$ según su distancia, con un desfase de altura de 0.2 mm.
- b. Realizada la sección de chequeo, se procedió a arrastrar un punto de control vertical hacia el IASA con el nivel Leica DNA10, porque como se menciona anteriormente, cerca del lugar no se contaba con un punto de control vertical de primer orden. Se procedió a tomar el punto más cercano que es el de la ESPE Matriz SR-P-1A, hacia el HITO1 y PLACA1.
- c. Con un punto de altura fijo dentro del marco de referencia geodésico, se procedió a realizar el respectivo circuito de nivelación con el nivel Leica LS15 partiendo desde los puntos HITO1 y PLACA1, siguiendo el circuito de la siguiente manera: HITO1-PLACA1, PLACA1-HITO7, HITO7-PLACA7, PLACA7-HITO8, HITO8-PLACA8, PLACA8-HITO2, HITO2-PLACA2, PLACA2-HITO9, HITO9-PLACA9, PLACA9-HITO10, HITO10-PLACA10, PLACA10-HITO3, HITO3-PLACA3, PLACA3-HITO4, HITO4-PLACA4, PLACA4-HITO5, HITO5-PLACA5, PLACA5-HITO6, HITO6-PLACA6, PLACA6-HITO1.
- d. En cada tramo de nivelación anteriormente expuesto, se verificó que cumpla con la precisión esperada $2mm\sqrt{K}$ donde se partía con una altura en la ida y al regreso se verificaba que cumpla con la precisión esperada.

- e. Una vez tomado todos los datos de los hilos de cada circuito de nivelación se procedió a realizar el trabajo de gabinete donde se verificó que cumplan con los objetivos planteados y también comprobar desniveles y realizar el ajuste del circuito de nivelación.

Trabajo de Gabinete

Efectuada la nivelación geométrica, tomando en cuenta la Figura 42 del croquis referencial del marco de referencia geodésico, se descargaron los datos de los dos niveles digitales en el formato .gsi, donde posteriormente se los revisó en el software Leica Geosystems, y se pudieron visualizar los perfiles de los tramos que se realizaron la nivelación. Exportados los datos del software, se procedió a copiarlos dentro de una hoja de cálculo, y se verificó el error de cierre de cada tramo comprendido de la nivelación y se determinó los desniveles de cada uno mediante la diferencia de los hilos medios.

La Tabla 10 nos presenta los resultados previos de las alturas de cada hito y placa para cada punto de nivelación.

Tabla 10*Alturas preliminares de los Hitos de Nivelación*

PLACA INICIO	PLACA FIN	TIPO	LONGITUD (Km)	Σ HILO M ATRÁS (mm)	Σ HILO M ADELANTE (mm)	DIFERENCIA	DIFERENCIA CHEQUEO	MEDIA DESNIVEL	COTA (m)	PLACA
HITO1									2685.1983	PARTIDA
HITO1	PLACA1	IDA	0.009	290.000	1413.600	-1123.600				
PLACA1	HITO1	REG	0.009	1413.700	290.000	1123.700	-0.100	-1123.650	2684.0746	PLACA1
PLACA1	HITO7	IDA	1.666	68595.100	23255.500	45339.600				
HITO7	PLACA1	REG	1.685	23429.900	68766.900	-45337.000	-2.600	45338.300	2729.4129	HITO7
HITO7	PLACA7	IDA	0.044	1672.000	2782.900	-1110.900				
PLACA7	HITO7	REG	0.044	2783.100	1672.100	1111.000	-0.100	-1110.950	2728.3020	PLACA7
PLACA7	HITO8	IDA	0.292	14990.600	6334.300	8656.300				
HITO8	PLACA7	REG	0.291	6432.200	15088.400	-8656.200	-0.100	8656.250	2736.9582	HITO8
HITO8	PLACA8	IDA	0.015	913.400	1958.800	-1045.400				
PLACA8	HITO8	REG	0.015	1958.700	913.400	1045.300	0.100	-1045.350	2735.9129	PLACA8
PLACA8	HITO2	IDA	0.223	9614.600	3542.700	6071.900				
HITO2	PLACA8	REG	0.222	3815.300	9887.700	-6072.400	0.500	6072.150	2741.9850	HITO2
HITO2	PLACA2	IDA	0.018	873.500	1952.200	-1078.700				
PLACA2	HITO2	REG	0.018	1952.000	873.500	1078.500	0.200	-1078.600	2740.9064	PLACA2
PLACA2	HITO9	IDA	0.124	8575.600	2405.000	6170.600				
HITO9	PLACA2	REG	0.124	2701.200	8872.300	-6171.100	0.500	6170.850	2747.0773	HITO9
HITO9	PLACA9	IDA	0.124	893.700	2014.500	-1120.800				
PLACA9	HITO9	REG	0.019	2014.500	893.700	1120.800	0.000	-1120.800	2745.9565	PLACA9
PLACA9	HITO10	IDA	0.251	15140.100	5519.900	9620.200				
HITO10	PLACA9	REG	0.233	2960.600	12581.600	-9621.000	0.800	9620.600	2755.5771	HITO10
HITO10	PLACA10	IDA	0.015	527.200	1647.900	-1120.700				
							0.000	-1120.700	2754.4564	PLACA10

PLACA INICIO	PLACA FIN	TIPO	LONGITUD (Km)	Σ HILO M ATRÁS (mm)	Σ HILO M ADELANTE (mm)	DIFERENCIA	DIFERENCIA CHEQUEO	MEDIA DESNIVEL	COTA (m)	PLACA
PLACA10	HITO10	REG	0.015	1647.800	527.100	1120.700				
PLACA10	HITO3	IDA	2.239	115027.100	45025.200	70001.900	-0.900	70001.450	2824.4578	HITO3
HITO3	PLACA10	REG	2.241	47231.600	117232.600	-70001.000				
HITO3	PLACA3	IDA	0.012	437.500	1613.000	-1175.500	0.000	-1175.500	2823.2823	PLACA3
PLACA3	HITO3	REG	0.007	1454.100	278.600	1175.500				
PLACA3	HITO4	IDA	3.551	239980.200	55319.300	184660.900	0.900	184661.350	3007.9437	HITO4
HITO4	PLACA3	REG	3.569	65690.100	250351.900	-184661.800				
HITO4	PLACA4	IDA	0.017	424.400	1552.800	-1128.400	-0.300	-1128.550	3006.8151	PLACA4
PLACA4	HITO4	REG	0.008	1981.700	853.000	1128.700				
PLACA4	HITO5	IDA	2.960	110983.000	149182.900	-38199.900	3.900	-38197.950	2968.6172	HITO5
HITO5	PLACA4	REG	2.956	155760.800	117564.800	38196.000				
HITO5	PLACA5	IDA	0.008	287.400	1395.700	-1108.300	0.000	-1108.300	2967.5089	PLACA5
PLACA5	HITO5	REG	0.008	1395.800	287.500	1108.300				
PLACA5	HITO6	IDA	3.885	105141.000	179011.100	-73870.100	-3.700	-73871.950	2893.6369	HITO6
HITO6	PLACA5	REG	3.897	179690.900	105817.100	73873.800				
HITO6	PLACA6	IDA	0.008	215.500	1233.400	-1017.900	0.100	-1017.850	2892.6191	PLACA6
PLACA6	HITO6	REG	0.011	1322.100	304.300	1017.800				
PLACA6	HITO1	IDA	5.299	82803.300	290232.500	-207429.200	-6.500	-207432.450	2685.1866	HITO1-IDA
HITO1	PLACA6	REG	5.260	286914.900	79479.200	207435.700				
HITO1									2685.1910	REGRESO
		Σ	20.683	1569936.200	1569928.900	7.300	-7.300			

Validando la información descrita en la Tabla 10, se determinó el error de cierre restando las alturas de partida con las alturas de llegada, para lo cual en el caso de los hitos el error se determinó restando la altura conocida del HITO1, con la altura de llegada del HITO1, obteniendo los siguientes datos:

$$E_c = Q_f - Q_i = 2688.1910 - 2685.1983 = -7.3$$

A continuación, se comprueba el error de cierre de nivelación efectuando la sumatoria de lecturas entre hilos medios atrás y adelante mediante la siguiente ecuación:

$$E_c = \sum_{AT} l - \sum_{AD} l = 1569928.900 - 1569936.200 = -7.30$$

Por lo que se puede comprobar que los errores de cierre permisibles son validados tanto con la sumatoria de las lecturas de los hilos y con la resta de las alturas tanto de partida como de llegada.

Para poder verificar y validar que la nivelación del proyecto de investigación entra en la precisión requerida de $2mm\sqrt{K}$, se calculó la tolerancia de error mediante la siguiente ecuación, donde se la realizó en función de la mínima distancia recorrida entre los tramos de ida y de regreso:

$$E_H = m\sqrt{K} = \pm 2 \text{ mm} \times \sqrt{20,683} = 9.096$$

Corroborando la información, se obtuvo que el error de cierre del circuito de nivelación (**-7.3 mm**) son mucho menores que los valores permisibles calculados (**$\pm 9.096 \text{ mm}$**).

Ajuste de la Red de Nivelación Geométrica

Verificado los valores de aceptación para la nivelación, es necesario realizar un ajuste de las alturas preliminares, con la finalidad de mejorar el ajuste y conseguir que los datos obtenidos sean los precisos.

Para lo cual se lo realizó mediante el método de mínimos cuadrados con el principio del método correlativo, que prácticamente nos permite redistribuir el error conseguido y ajustar las

observaciones de las alturas mediante ecuaciones de condición utilizadas en el método de nivelación geométrica.

Tabla 11

Datos para el ajuste de la red de nivelación para los Hitos

DATOS DE ALTURAS						
POLIGONO	No. LINEA	DESDE		HASTA		Δ nivel (m)
		PUNTO VÉRTICE	ALTURA (m)	PUNTO VÉRTICE	ALTURA (m)	
1	2	HITO1	2685.1983	PLACA1	2684.0746	1.1237
	3	PLACA1	2684.0746	HITO7	2729.4129	45.3383
	4	HITO7	2729.4129	PLACA7	2728.3020	1.1109
	5	PLACA7	2728.3020	HITO8	2736.9582	8.6563
	6	HITO8	2736.9582	PLACA8	2735.9129	1.0453
	7	PLACA8	2735.9129	HITO2	2741.9850	6.0721
	8	HITO2	2741.9850	PLACA2	2740.9064	1.0786
	9	PLACA2	2740.9064	HITO9	2747.0773	6.1708
	10	HITO9	2747.0773	PLACA9	2745.9565	1.1208
	11	PLACA9	2745.9565	HITO10	2755.5771	9.6206
	12	HITO10	2755.5771	PLACA10	2754.4564	1.1207
	13	PLACA10	2754.4564	HITO3	2824.4578	70.0015
	14	HITO3	2824.4578	PLACA3	2823.2823	1.1755
	15	PLACA3	2823.2823	HITO4	3007.9437	184.6614
	16	HITO4	3007.9437	PLACA4	3006.8151	1.1285
	17	PLACA4	3006.8151	HITO5	2968.6172	38.1980
	18	HITO5	2968.6172	PLACA5	2967.5089	1.1083
	19	PLACA5	2967.5089	HITO6	2893.6369	73.8720
	20	HITO6	2893.6369	PLACA6	2892.6191	1.0179
	21	PLACA6	2892.6191	HITO1	2685.1910	207.4281

Para poder determinar el valor de diferencia de nivel entre las alturas, se realiza una resta entre estos para poder establecer los datos y posteriormente determinar las ecuaciones de condición que servirán para poder realizar el ajuste en función de las observaciones realizadas.

Se debe considerar que cada línea corresponde a una observación, que se obtuvo un solo polígono de nivelación para hitos y placas, y que prácticamente todas las ecuaciones deben ser linealmente independientes, donde se obtuvo una sola ecuación de condición que se la calculó mediante la siguiente fórmula:

$$r = n - u \quad (7)$$

Donde:

r: Número de ecuaciones

n: Número de observaciones

u: Número de incógnitas

Al reemplazar los datos en la ecuación (7) se tiene que:

$$r = n - u = 20 \text{ observaciones} - 19 \text{ incógnitas} = \mathbf{1 \text{ ecuación}}$$

Por lo tanto, a continuación se especifica el ajuste para las alturas, donde la ecuación planteada en función de $F(La) = 0$, fue:

$$E_1: -L_{1a} + L_{2a} - L_{3a} + L_{4a} - L_{5a} + L_{6a} - L_{7a} + L_{8a} - L_{9a} + L_{10a} - L_{11a} + L_{12a} - L_{13a} + L_{14a} \\ - L_{15a} - L_{16a} - L_{17a} - L_{18a} - L_{19a} - L_{20a} = 0 \quad (8)$$

En este caso como se cuenta únicamente con dato de las observaciones, la ecuación nos queda en función de $F(Lb) = 0$, de la siguiente manera:

$$E_2: -L_{1b} + L_{2b} - L_{3b} + L_{4b} - L_{5b} + L_{6b} - L_{7b} + L_{8b} - L_{9b} + L_{10b} - L_{11b} + L_{12b} - L_{13b} + \\ L_{14b} - L_{15b} - L_{16} - L_{17} - L_{18} - L_{19b} - L_{20b} = 0 \quad (9)$$

Reemplazando los valores de las observaciones en la ecuación 9, se calculó el error de cierre W, que en este modelo matemático se encuentra en función de $W = F(Lb)$, y se obtuvo lo siguiente:

$$W = |W_1| = |-L_{1b} + L_{2b} - L_{3b} + L_{4b} - L_{5b} + L_{6b} - L_{7b} + L_{8b} - L_{9b} + L_{10b} - L_{11b} + L_{12b} - L_{13b} \\ + L_{14b} - L_{15b} - L_{16} - L_{17} - L_{18} - L_{19b} - L_{20b}| \quad (10)$$

W[1X1]=	-0,0073
---------	---------

Se definió la matriz de derivadas parciales en función de W .

Posteriormente se definió la matriz de pesos, donde se debe considerar que las observaciones no se encuentran dentro de un mismo nivel de confianza, por lo que no se puede aplicar el concepto de matriz identidad P , porque las observaciones son independientes, debido a esto se procedió a determinar la matriz de pesos en su diagonal en función de la distancia de cada línea de nivelación recorrida.

Tabla 12

Definición de los pesos para la Red de Nivelación

DATOS DE PESOS					
POLÍGONO	No. LINEA	DESDE	HASTA	DISTANCIA (Km)	PESOS [1/DISTANCIA]
		PUNTO VÉRTICE	PUNTO VÉRTICE		
1	1	HITO1	PLACA1	0.00909	110.0110
	2	PLACA1	HITO7	1.67545	0.5969
	3	HITO7	PLACA7	0.04374	22.8624
	4	PLACA7	HITO8	0.29156	3.4299
	5	HITO8	PLACA8	0.01539	64.9984
	6	PLACA8	HITO2	0.22218	4.5010
	7	HITO2	PLACA2	0.01824	54.8396
	8	PLACA2	HITO9	0.12366	8.0870
	9	HITO9	PLACA9	0.07138	14.0095
	10	PLACA9	HITO10	0.24221	4.1286
	11	HITO10	PLACA10	0.01508	66.3130
	12	PLACA10	HITO3	2.23992	0.4464
	13	HITO3	PLACA3	0.00934	107.0664
	14	PLACA3	HITO4	3.56031	0.2809
	15	HITO4	PLACA4	0.01259	79.4281
	16	PLACA4	HITO5	2.95760	0.3381
	17	HITO5	PLACA5	0.00836	119.6172

DATOS DE PESOS					
POLÍGONO	No. LINEA	DESDE	HASTA	DISTANCIA (Km)	PESOS [1/DISTANCIA]
		PUNTO VÉRTICE	PUNTO VÉRTICE		
	18	PLACA5	HITO6	3.89070	0.2570
	19	HITO6	PLACA6	0.00975	102.6167
	20	PLACA6	HITO1	5.27960	0.1894

Continuando con el ajuste, se determinó la matriz $M^{-1} = B \times P^{-1} \times B^T$ utilizando la siguiente ecuación, y posterior se calculó la matriz multiplicadores de Lagrange $K = -M^{-1} \times W$.

$M^{-1} [1 \times 1] =$	0,0484
$K[1 \times 1] =$	0,0004

Se obtuvo a continuación la matriz de residuales $V = P^{-1} \times B^T \times K$.

	0.00000
	0.00059
	-0.00002
	0.00010
	-0.00001
	0.00008
	-0.00001
	0.00004
	-0.00003
	0.00009
$V[20 \times 1] =$	-0.00001
	0.00079
	0.00000
	0.00126
	0.00000
	-0.00104
	0.00000
	-0.00137
	0.00000
	-0.00186

Para finalizar el ajuste, el último paso fue calcular la matriz de las observaciones ajustadas que tiene el modelo matemático $L_a = L_b + V$.

	1.1236
	45.3389
	1.1109
	8.6564
	1.0453
	6.0722
	1.0786
	6.1709
	1.1208
	9.6207
La[20x1] =	1.1207
	70.0022
	1.1755
	184.6626
	1.1285
	38.1969
	1.1083
	73.8706
	1.0178
	207.4262

Para verificar que el ajuste fue realizado correctamente, se procede a realizar la comprobación reemplazando los valores ajustados en L_a que fue la ecuación planteada inicialmente.

$$E_1: -L_{1a} + L_{2a} - L_{3a} + L_{4a} - L_{5a} + L_{6a} - L_{7a} + L_{8a} - L_{9a} + L_{10a} - L_{11a} + L_{12a} - L_{13a} + L_{14a} \\ - L_{15a} - L_{16a} - L_{17a} - L_{18a} - L_{19a} - L_{20a} = 0$$

$$E_1: -1.1236 + 45.3389 - 1.1109 + 8.6564 - 1.0453 + 6.0722 - 1.0786 + 6.1709 - 1.1208 \\ + 9.6207 - 1.1207 + 70.0022 - +1.1755 - 184.6626 - 1.1285 - 38.1969 \\ - 1.1083 - 73.8706 - 1.0178 - 207.4262 = 0$$

Comprobado que los valores ajustados sean igual a 0, se observa que la red de nivelación se compenso correctamente. A continuación, se calculó la matriz de varianza

covarianza MVC de las observaciones ajustadas $\Sigma L_a = \sigma^2 \times P^{-1} \times (I \times -B^T \times M^{-1} \times B \times P^{-1})$

$$\circ \Sigma L_a = \Sigma L_b - \Sigma V.$$

Donde la raíz cuadrada de la diagonal de la MVC, nos indica las precisiones alcanzadas de las observaciones como se puede detallar en la Tabla 13.

Tabla 13

Precisión de las Observaciones Ajustadas de la Red de Nivelación

No.	Δ nivel		Punto
	ajustadol (m)	Precisiones (m)	
1	1.1236	0.00015	HITO1
2	45.3389	0.00199	PLACA1
3	1.1109	0.00034	HITO7
4	8.6564	0.00086	PLACA7
5	1.0453	0.00020	HITO8
6	6.0722	0.00075	PLACA8
7	1.0786	0.00022	HITO2
8	6.1709	0.00056	PLACA2
9	1.1208	0.00043	HITO9
10	9.6207	0.00079	PLACA9
11	1.1207	0.00020	HITO10
12	70.0022	0.00227	PLACA10
13	1.1755	0.00016	HITO3
14	184.6626	0.00276	PLACA3
15	1.1285	0.00018	HITO4
16	38.1969	0.00255	PLACA4
17	1.1083	0.00015	HITO5
18	73.8706	0.00285	PLACA5
19	1.0178	0.00016	HITO6
20	207.4262	0.00318	PLACA6

Prueba Chi Cuadrado

Para poder establecer un estadístico para validar la información obtenida de las alturas niveladas de red de nivelación de los hitos, se determinó el uso de la prueba chi cuadrado para poder comparar las varianzas calculadas, donde la varianza obtenida, conocida como varianza posteriori está dada por la fórmula $\sigma_o^2 = \frac{V^T PV}{S}$ (11), donde S representa el número de ecuaciones de condiciones y de igual forma los grados de libertad que en este caso S=1.

Reemplazando los valores en la ecuación (11), obtenemos que el valor de la varianza posteriori para la red de nivelación de los hitos y placas es:

$$\sigma P_o^2 = \frac{V^T PV}{S} = \frac{2,57 \times 10^{-6}}{1} = 0.000003$$

Donde de acuerdo con las hipótesis presentadas, se determinó una prueba de dos colas para poder comprobar que las varianzas sean iguales según la investigación planteada por (Moya Zamora, Bastos Gutiérrez, & Rivas Guzmán, 2014); en la hipótesis nula se planteó la igualdad de varianzas mientras que en la hipótesis alternativa se planteó que estas sean desiguales.

Dado por claro esto, se calcularon los valores críticos para la sección de la nivelación donde se observó que el estadístico chi cuadrado está fuera de la región, por lo que se tuvo que rechazar la hipótesis nula.

Con estos resultados, se planteó el uso de una nueva prueba de hipótesis unilateral, que según (Moya Zamora, Bastos Gutiérrez, & Rivas Guzmán, 2014), posee las siguientes hipótesis de cola derecha que nos ayudará a validar el ajuste de la red de nivelación. Las hipótesis son las siguientes:

Hipótesis nula: $H_0: \sigma_0^2 = \hat{\sigma}_0^2$

Hipótesis alternativa: $H_1: \sigma_0^2 > \hat{\sigma}_0^2$

Para poder calcular el valor crítico tanto para las alturas de los hitos como para las placas, se aplicará la siguiente ecuación $x^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \times v$, (12) donde v son los grados de libertad.

$$xP^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \times v = \frac{0.000003}{1} \times 1 = 0.000003$$

Para poder analizar los valores calculados se debe comparar con el valor teórico de chi cuadrado mediante la ecuación $x_{v,\alpha}^2 = x_{1,0,05}^2$ (13) considerando un nivel de significancia α de 5% debido a que esta prueba se la está realizando con un nivel de confianza al 95%. Este valor calculado de chi cuadrado es tanto para el ajuste de nivelación de hitos como de placas.

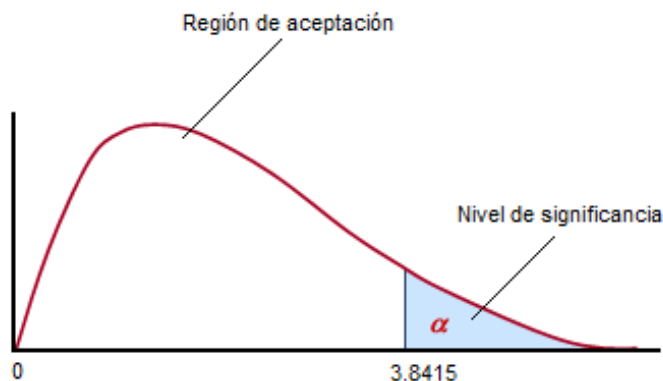
$$x_{v,\alpha}^2 = x_{1,0,05}^2 = 3.8415$$

Tomando como resultado que la hipótesis nula se aprueba ya que, $x_{calculado}^2 < x_{v,\alpha}^2$, entonces se puede decir que: $0.000003 < 3.8415$ para el ajuste de nivelación.

Podemos decir, que con un nivel de confianza de confianza del 95%, la hipótesis nula fue aceptada a un nivel de significancia α de 5%. Para tener una mejor referencia, se detalla mejor en la Figura 45.

Figura 45

Test Chi Cuadrado Unilateral de la Red de Nivelación



Gravimetría

Determinación de la Gravimetría de Hitos y Placas

Para el marco de referencia geodésico del IASA I, es necesario tener en cuenta que se debe tomar observaciones para tener valores de gravedad dentro del mismo, es por eso por lo que para cada hito y placa se tomaron los valores de gravedad únicos. Dentro de la toma de

puntos de gravedad hay que aclarar que estos datos tomados, fueron enlazados a la Red Absoluta de Gravedad del Ecuador, conocida con el nombre de REGAEC, donde el punto de partida para poder iniciar la toma de datos está localizado en el IGM.

Lo más aconsejable para el marco de referencia geodésico planteado a continuación era la determinación de una red gravimétrica, pero por motivos de tiempo y falta de equipos en esta investigación no se logró completar el diseño de una red de gravimetría dentro del mismo.

Criterios para la toma de datos Gravimétricos

A continuación, se presentan algunos criterios para la toma de datos gravimétricos dentro de una red de control, en el caso de la monumentación de hitos o placas de control gravimétricos son idénticos o iguales que la monumentación para hitos de redes geodésicas.

- a. Como punto principal, para poder determinar valores de gravedad, estos deben estar enlazados a una red de control absoluta de gravedad, tanto que el trabajo debe iniciar y finalizar en el mismo punto de gravedad conocido, dentro de un lapso no mayor a 24 horas, ya que con esto el equipo y los datos podrán corregir la deriva dinámica de los mismos.
- b. El equipo de gravedad debe mantenerse siempre conectado antes de usarse, debido a que, si pierde energía, este no corregirá su deriva estática y si el equipo pierde energía es necesario dejarlo 2 días conectado para poder realizar esta corrección dentro del mismo.
- c. Debido a la alta sensibilidad del equipo, es necesario tomar las respectivas precauciones para poder transportarlo.
- d. Para la toma de datos, en el caso de las mediciones, es importante que los operadores y acompañantes una vez localizado el punto de medición y activado el equipo para poder determinar los valores de gravedad, es necesario que se tome una cierta distancia del equipo, para que no fluctúen los valores de

gravedad y de existir sol, también es importante realizar las mediciones con sombrilla ya que este puede afectar a las mismas.

- e. Se toman medidas de gravedad hasta que el equipo determine tres lecturas similares, estas lecturas deben realizarse en ausencia de ruido y movimiento, por lo tanto, el equipo debe estar protegido del viento o del paso de vehículos que afecten su funcionamiento.
- f. Cada lectura tiene una duración de 120 segundos y se debe asegurar que la inclinación en las direcciones X e Y no supere un valor de 1,5 en cada lectura. Entonces, en circunstancias normales, se toman varias lecturas hasta obtener tres lecturas similares.
- g. Una vez obtenidos los datos preliminares del valor de gravedad de cada hito y placa, es necesario realizar las respectivas correcciones mediante el empleo de software.

Equipo de Gravimetría

Para la toma de datos gravimétricos se utilizaron los siguientes materiales y equipos:

Tabla 14

Equipo de Gravimetría

Orden	Descripción	Marca	Cantidad
01	Gravímetro relativo CG-5	Scintrex	02
02	Trípode	Scintrex	02
03	Cinta métrica	s/m	02
04	Maleta de transporte	Scintrex	02
05	Hojas de Campo	s/m	25
06	Cargador	Scintrex	02

Figura 46

Equipo de gravimetría utilizado (SCINTREX CG-5)



Trabajo de Campo para la toma de datos Gravimétricos

En el trabajo de campo para la toma de datos, esta investigación se basó en la metodología presentada por Elizalde & Itas (2021), donde se toman en cuenta dos etapas:

1. En la primera etapa, se toma en cuenta el rastreo satelital de las coordenadas de cada uno de los hitos y placas donde se procederá a tomar los datos de gravimetría con un GNSS durante un lapso de 40 minutos.
2. En la segunda etapa se tomó en cuenta la toma de datos de gravimetría y como se había mencionado anteriormente, se partió y se finalizó desde un punto conocido enlazado a la red de gravedad absoluta que para esta investigación es el punto localizado en el IGM. Se tomaron en cuenta cada uno de los criterios para la toma de datos de gravedad.

Figura 47

Toma de lecturas de Gravedad en los Hitos y Placas



Trabajo de Gabinete

Con la información obtenida del rastreo GNSS, y procesado en el software virtual Trimble RTX, con las configuraciones de rastreo en el ITRF2014, en la Tabla 15 se detallan las coordenadas resultantes para cada uno de los hitos y placas, a excepción las coordenadas de los hitos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, ya que estos fueron procesados con la metodología mencionada anteriormente en el software Trimble Business Center.

Tabla 15

Coordenadas Geodésicas de Hitos y Placas

COORDENADAS HITOS/PLACAS IASA								
NOMBRE	LATITUD			S	LONGITUD			W
	°	'	"		°	'	"	
1 Hito	0	22	38,56006		78	24	59,29718	
Placa	0	22	38,54908		78	24	59,31738	

COORDENADAS HITOS/PLACAS IASA									
NOMBRE	LATITUD				LONGITUD				
	°	'	"		°	'	"		
2	Hito	0	23	27,9581	S	78	24	46,34061	W
	Placa	0	23	27,97431	S	78	24	46,3243	W
3	Hito	0	24	37,3227	S	78	24	56,66721	W
	Placa	0	24	37,32116	S	78	24	56,69472	W
4	Hito	0	26	16,93629	S	78	24	51,74424	W
	Placa	0	26	16,94623	S	78	24	51,77239	W
5	Hito	0	25	3,29786	S	78	24	44,70077	W
	Placa	0	25	3,31415	S	78	24	44,68684	W
6	Hito	0	23	49,03544	S	78	24	13,39217	W
	Placa	0	23	49,05736	S	78	24	13,39166	W
7	Hito	0	23	16,18967	S	78	24	47,68961	W
	Placa	0	23	16,2057	S	78	24	47,67472	W
8	Hito	0	23	23,36749	S	78	24	46,86659	W
	Placa	0	23	23,38356	S	78	24	46,85407	W
9	Hito	0	23	31,25566	S	78	24	45,96292	W
	Placa	0	23	31,27155	S	78	24	45,94767	W
10	Hito	0	23	35,58673	S	78	24	45,46723	W
	Placa	0	23	35,60391	S	78	24	45,45237	W

Los datos de gravedad determinados en campo fueron procesados en el software desarrollado por la Universidad de Sao Paulo de Brasil llamado GRAVSUR, que ha sido anexado al IGM según el acuerdo de cooperación que existe entre ambas entidades.

Con los valores de gravedad obtenidos en el trabajo de gabinete, posteriormente se realizará el cálculo de las alturas físicas para cada uno de los hitos y placas.

Tabla 16

Valores de Gravedad medidos para Hitos y Placas

	NOMBRE	LATITUD			LONGITUD			GRAVEDAD OBSERVADA (mGal)		
		°	'	"	°	'	"			
1	Hito	0	22	38,56006	S	78	24	59,29718	W	977238,595
	Placa	0	22	38,54908	S	78	24	59,31738	W	977238,918
2	Hito	0	23	27,9581	S	78	24	46,34061	W	977229,328
	Placa	0	23	27,97431	S	78	24	46,3243	W	977229,622
3	Hito	0	24	37,3227	S	78	24	56,66721	W	977213,189
	Placa	0	24	37,32116	S	78	24	56,69472	W	977213,517
4	Hito	0	26	16,93629	S	78	24	51,74424	W	977178,756
	Placa	0	26	16,94623	S	78	24	51,77239	W	977179,136
5	Hito	0	25	3,29786	S	78	24	44,70077	W	977181,186
	Placa	0	25	3,31415	S	78	24	44,68684	W	977181,571
6	Hito	0	23	49,03544	S	78	24	13,39217	W	977195,690
	Placa	0	23	49,05736	S	78	24	13,39166	W	977196,027
7	Hito	0	23	16,18967	S	78	24	47,68961	W	977231,807
	Placa	0	23	16,2057	S	78	24	47,67472	W	977232,118
8	Hito	0	23	23,36749	S	78	24	46,86659	W	977230,281
	Placa	0	23	23,38356	S	78	24	46,85407	W	977230,570
9	Hito	0	23	31,25566	S	78	24	45,96292	W	977228,362
	Placa	0	23	31,27155	S	78	24	45,94767	W	977228,679
10	Hito	0	23	35,58673	S	78	24	45,46723	W	977226,767
	Placa	0	23	35,60391	S	78	24	45,45237	W	977227,086

Estimación de Números Geopotenciales y Alturas Físicas

A partir de los valores de gravedad obtenidos y las alturas niveladas ajustadas anteriormente, se procede a determinar los números geopotenciales y alturas físicas de cada

uno de los hitos y placas, donde se los determina mediante el uso de diez pasos propuestos por , que se los describe de la siguiente manera:

$$H = \frac{C}{g + .0424H} \quad (13)$$

Donde:

H: Altura Ortométrica del punto (kilómetros)

C: Número o cota geopotencial del punto (en u.g.p.=1 Kgal x m)

g: Valor de gravedad en el punto (gales)

En este caso para poder determinar los números geopotenciales de cada hito y placa, se asume como valor de altura ortométrica a las alturas niveladas ajustadas.

Despejando la ecuación tendríamos lo siguiente:

$$C = H \times (g + .0424H)$$

Donde, despejando de la ecuación (13) obtendríamos los valores de los números geopotenciales para cada hito y placa.

Tabla 17

Valores de Números Geopotenciales para los Hitos

GEOPOTENCIALES (HITOS)			
Punto Vértice	Gravedad (gal)	Altura ajustada (m)	Cota Geopotencial
HITO1	977.238595	2685.19825	26243.8903
HITO7	977.231807	2729.41349	26675.8966
HITO8	977.230281	2736.95891	26749.6090
HITO2	977.229328	2741.98579	26798.7186
HITO9	977.228362	2747.07809	26848.4673
HITO10	977.226767	2755.57800	26931.5066
HITO3	977.213189	2824.45955	27604.4176
HITO4	977.178756	3007.94666	29396.9022

GEOPOTENCIALES (HITOS)			
Punto	Gravedad (gal)	Altura ajustada	Cota
Vértice		(m)	Geopotencial
HITO5	977.181186	2968.62120	29012.5930
HITO6	977.195690	2893.64233	28280.1449

Tabla 18

Valores de Números Geopotenciales para las Placas

GEOPOTENCIALES (PLACAS)			
Punto	Gravedad (gal)	Altura ajustada	Cota
Vértice		(m)	Geopotencial
PLACA1	977.2389180	2684.0746	26232.0043
PLACA7	977.232118	2728.3025	26665.0464
PLACA8	977.23057	2735.9135	26739.4000
PLACA2	977.229622	2740.9072	26788.1834
PLACA9	977.228679	2745.9573	26837.5211
PLACA10	977.227086	2754.4573	26920.5617
PLACA3	977.213517	2823.2840	27592.9340
PLACA4	977.179136	3006.8181	29385.8829
PLACA5	977.181571	2967.5129	29001.7724
PLACA6	977.196027	2892.6244	28270.2055

Cálculo de Alturas Físicas

Una vez calculados los valores de los números geopotenciales, se determinaron tres tipos de alturas físicas en la presente investigación: Alturas Ortométricas de Helmert, Alturas Normales y Alturas Dinámicas.

Alturas Ortométricas de Helmert

Para determinar las alturas ortométricas de Helmert se utilizó la siguiente ecuación:

$$H = \frac{-g + \sqrt{g^2 + 0.1696 \times C}}{0.0848} \quad (14)$$

Donde:

H: Altura ortométrica del punto (kilómetros)

C: Número geopotencial del punto (en u.g.p.=1 Kgal x m)

g: Valor de gravedad en el punto (gales)

Reemplazando los valores en la ecuación 14 se obtuvieron las alturas ortométricas para hitos y placas en metros, como lo indica la Tabla 19 y 20.

Tabla 19

Alturas ortométricas de Helmert para los Hitos

ALTURAS ORTOMÉTRICAS (HITOS)			
Punto	Gravedad (gal)	Cota	Altura Ortométrica
Vértice		Geopotencial	(m)
HITO1	977.238595	26243.8903	2685.20229
HITO7	977.231807	26675.8966	2729.41770
HITO8	977.230281	26749.6090	2736.96317
HITO2	977.229328	26798.7186	2741.99003
HITO9	977.228362	26848.4673	2747.08233
HITO10	977.226767	26931.5066	2755.58222
HITO3	977.213189	27604.4176	2824.46404
HITO4	977.178756	29396.9022	3007.95180
HITO5	977.181186	29012.5930	2968.62617
HITO6	977.195690	28280.1449	2893.64710

Tabla 20

Alturas ortométricas de Helmert para las Placas

ALTURAS ORTOMÉTRICAS (PLACAS)			
Punto Vértice	Gravedad (gal)	Cota Geopotencial	Altura Ortométrica (m)
PLACA1	977.2389180	26232.0043	2683.9853
PLACA7	977.232118	26665.0464	2728.3068
PLACA8	977.23057	26739.4000	2735.9179
PLACA2	977.229622	26788.1834	2740.9113
PLACA9	977.228679	26837.5211	2745.9615
PLACA10	977.227086	26920.5617	2754.4615
PLACA3	977.213517	27592.9340	2823.2882
PLACA4	977.179136	29385.8829	3006.8232
PLACA5	977.181571	29001.7724	2967.5179
PLACA6	977.196027	28270.2055	2892.6292

Alturas Normales

Dentro del cálculo de las alturas normales, se utilizó la siguiente ecuación, donde se empleó el uso del elipsoide GRS80 como referencial ya que se lo uso para calcular este tipo de alturas.

$$H^N = \frac{C}{\gamma} \left[1 + \frac{1}{\alpha} (1 + f + m - 2f \operatorname{sen}^2 \varphi) \frac{C}{\alpha \gamma} + \left(\frac{C}{\alpha \gamma} \right)^2 \right] \quad (15)$$

Donde:

C: Número geopotencial del punto

γ : Gravedad normal en el elipsoide de referencia

α : Semieje mayor del elipsoide de referencia

f: Achatamiento del elipsoide de referencia

φ : Latitud geodésica

Y donde m representa una abreviatura de la expresión:

$$m = \frac{\omega^2 \alpha^2 b}{GM} \quad (16)$$

Donde:

m: Radio entre la aceleración centrífuga y la gravedad normal en el ecuador

ω : Velocidad angular

α : Semieje mayor del elipsoide de referencia

b: Semieje menor del elipsoide de referencia

GM: Constante gravitacional del elipsoide de referencia

Reemplazando los valores detallados en la ecuación (16), se obtuvieron los valores de alturas normales para hitos y placas en metros como indican la Tabla 21 y 22.

Hay que aclarar que para calcular estas alturas es necesario expresar los valores de gravedad en (gal).

Tabla 21

Alturas Normales de los Hitos

ALTURAS NORMALES (HITOS)	
Punto Vértice	Altura Normal (m)
HITO1	2684.47147
HITO7	2728.68014
HITO8	2736.22343
HITO2	2741.24903
HITO9	2746.34005
HITO10	2754.83785
HITO3	2823.70091
HITO4	3007.14403
HITO5	2967.81294
HITO6	2892.85378

Tabla 22

Alturas Normales de las Placas

ALTURAS NORMALES (PLACAS)	
Punto Vértice	Altura Normal (m)
PLACA1	2683.2551
PLACA7	2727.5697
PLACA8	2735.1787
PLACA2	2740.1709
PLACA9	2745.2198
PLACA10	2753.7178
PLACA3	2822.5257
PLACA4	3006.0162
PLACA5	2966.7055
PLACA6	2891.8365

Alturas Dinámicas

Es importante aclarar, que para investigación, no se realizó la estimación y análisis de las alturas físicas dinámicas, ya que citando a Vanicek et. al (2012) estas carecen de significado geométrico puesto que ka división por una constante arbitraria que es la gravedad a una latitud 45° no hace mas que obscurecer el significado físico de una diferencia de potencial.

Determinación de Parámetros LTM-PTL

Para poder determinar los parámetros del LTM-PTL de la zona de estudio se necesita el elenco de coordenadas (coordenadas geodésicas) y las alturas físicas de la nivelación del IASA I, que se presenta en la Tabla 23.

Tabla 23

Elenco de coordenadas Geodésicas del zona de estudio

Coordenadas Geodésicas			
Punto	Latitud Sur (° ' ")	Latitud Sur (° ' ")	Altura Elipsoidal (m)
Hito 1	S0°22'38.56005"	W78°24'59.29739"	2712.7641
Hito 2	S0°23'27.95798"	W78°24'46.34090"	2769.6434
Hito 3	S0°24'37.32260"	W78°24'56.66756"	2852.2348
Hito 4	S0°26'16.93607"	W78°24'51.74471"	3035.9223
Hito 5	S0°25'03.29769"	W78°24'44.70122"	2996.4898
Hito 6	S0°23'49.03528"	W78°24'13.39264"	2921.4196
Hito 7	S0°23'49.03528"	W78°24'13.39264"	2757.0710
Hito 8	S0°23'49.03528"	W78°24'13.39264"	2764.6050
Hito 9	S0°23'49.03528"	W78°24'13.39264"	2774.7540
Hito 10	S0°23'49.03528"	W78°24'13.39264"	2783.2750
Placa 1	S0°22'38.54908"	W78°24'59.3174"	2711.7900
Placa 2	S0°23'27.97431"	W78°24'46.3243"	2768.5540
Placa 3	S0°24'37.32116"	W78°24'56.6947"	2851.1000
Placa 4	S0°26'16.94623"	W78°24'51.7724"	3034.7770
Placa 5	S0°25'3.31415"	W78°24'44.6868"	2995.3850
Placa 6	S0°23'49.05736"	W78°24'13.3917"	2920.4050
Placa 7	S0°23'16.2057"	W78°24'47.6747"	2755.8320
Placa 8	S0°23'23.38356"	W78°24'46.8541"	2763.5550
Placa 9	S0°23'31.27155"	W78°24'45.9477"	2773.6410
Placa 10	S0°23'35.60391"	W78°24'45.4524"	2782.1400

Para poder determinar los parámetros LTM-PTL utilizamos el software de Matlab mediante el modelo de la representación analítica conforme de Gauss al transformar con matrices de rotaciones tridimensionales las coordenadas obtenidas del sitio. Se calculó la altura promedio del lugar para poder determinar el factor de escala K_{0h} mediante la siguiente ecuación:

$$K_{0h} = 1 + \frac{h_{prom}}{R} \quad (18)$$

Donde:

h_{prom}: Altura promedio de la zona a determinar el LTM-PTL

R: Radio del elipsoide referencial a utilizar

Aplicando la ecuación (18) tenemos que K_{0h} es el siguiente:

$$K_{0h} = 1 + \frac{2808.5366}{6378137} = 1.0004403$$

Con el factor de escala K_{0h} calculado, es importante definir la longitud promedio del lugar donde según las coordenadas geodésicas se determina el valor máximo y el valor mínimo y con esos datos obtenemos el valor de la longitud promedio de la zona de estudio, que es el siguiente:

Longitud mínima: W 78°24'59.3174"

Longitud máxima: W 78°24'13.3917"

Longitud promedio (λ_0): W 78°24'36.3545"

Con los factores de cálculo obtenidos, procedemos a realizar el cálculo del plano topográfico local de la zona de estudio, donde como se menciona se utilizará el software de Matlab.

Figura 48

Programa de transformación de parámetros LTM-PTL en el software Matlab

```

clc;
clear all;
format long g;
disp('=====');
disp('                                UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE ');
disp('                                TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS GEODESICAS A TMQ ');
disp('=====');
|

disp('                SELECCIONE LA OPCIÓN:                ');
disp('                ');
disp('1) FORMULAS DE CORRESPONDENCIA DIRECTA (COORDENADAS GEOGRAFICAS A PLANAS(PTL) ');
disp('2) FORMULAS DE CORRESPONDENCIA INVERSA (COORDENAS PLANAS(PTL) A GEOGRÁFICAS ');
formulas_PTL=input('');
switch formulas_PTL
    case 1

disp('                1) FÓRMULAS DE CORRESPONDENCIA DIRECTA                ');

%SELECCIÓN DE ELIPSOIDE DE REFERENCIA

disp('Seleccione el elipsoide de referencia:');
disp('1. HAYFORD      2. GRS80      3. WGS84      4.OTRO');
    elipsoide=input('');
    if(elipsoide==1) %HAYFORD%
        a=6378388;
        f=1/297;
    end
    if(elipsoide==2) %GRS80%
        a=6378137;
        f=1/298.257222101;
    end
    if(elipsoide==3) %WGS84%
        a=6378137;
        f=1/298.257223563;
    end
    if(elipsoide==4) %DATOS ARBITRARIOS%
        a=6387658;
        f=1/297.510;
    end

    %Realizo los cálculos necesarios

```

Base de Contrastación de Equipos Topográficos

Una vez se materializaron los hitos, se empleó una base de contrastación de equipos topográficos siguiendo la metodología de (Janssen, 2015), donde esta servirá para poder comprobar el uso de estos equipos y que cumplan con el certificado de especificaciones técnicas del mismo.

En la presente investigación se contrastaron tres equipos topográficos, tres estaciones totales de las siguientes marcas, que se especifican en la siguiente tabla:

Tabla 24

Especificaciones técnicas de Estación Total Trimble C5

Estación Total	
Marca	Trimble
Modelo	C5
Serie	E092963
Precisión	2"

Figura 49

Estación Total Trimble C5 utilizada



Tabla 25

Especificaciones técnicas de Estación Total Trimble M3

Estación Total	
Marca	Trimble
Modelo	M3
Serie	132338
Precisión	5"

Figura 50*Estación Total Trimble M3 utilizada***Tabla 26***Especificaciones técnicas de Estación Total SOKKIA SET 510*

Estación Total	
Marca	SOKKIA
Modelo	SET510
Serie	D21860
Precisión	5"

Figura 51*Estación Total SOKKIA SET 510 utilizada*



Diseño de la Base de Contrastación

Para el diseño de la base de contrastación se tomó en cuenta la metodología canadiense presentada por (The State of Victoria Department, 2020), donde en el estado de Victoria cuentan con varias líneas base de calibración de las cuales según sus distancias se ha tomado una acorde a las distancias del terreno de la zona de investigación actual.

Para esta investigación se tomó como referencia la línea base de calibración de la provincia de Mitchan, ubicada en el estado de Victoria. Esta línea base esta presentada por 8 hitos en línea horizontal de 600 metros.

Para la siguiente investigación se tomaron como referencia 5 hitos con la semejanza de que estos están a la misma distancia horizontal de 600 metros.

A continuación, en la Tabla 27, se presenta como están distanciados los hitos entre si:

Tabla 27

Distancias referenciales entre los hitos de la base de contrastación

Punto Inicio	Punto Fin	Distancia Aproximada (m)
HITO10	HITO9	134
HITO10	HITO2	236
HITO10	HITO8	378
HITO10	HITO7	600

El diseño de la línea base para esta investigación conto con el uso de 5 hitos, y como se menciona la separación máxima es de 600 metros, donde esto sirven para poder determinar la constante aditiva y el factor de escala de cada equipo que se vaya a contrastar.

Previo a la medición de distancias de la base de contrastación se realizó un replanteo en el terreno el cual nos ubicó las distancias aproximadas al valor según la metodología aplicada, con una tolerancia de ± 5 cm según (Janssen, 2015), donde las distancias reales para la contrastación de equipos topográficos en la investigación sería la siguiente:

Tabla 28

Distancias reales entre los hitos de la base de contrastación

Punto Inicio	Punto Fin	Distancia Aproximada (m)
HITO10	HITO9	133.970
HITO10	HITO2	235.970
HITO10	HITO8	377.970
HITO10	HITO7	600.000

Figura 52

Replanteo de las secciones de las distancias de la base de contrastación en el terreno



Una vez replanteadas las distancias, se procedió a realizar la contrastación de los equipos topográficos anteriormente mencionados. Para esto es necesario poder tomar la medición de las distancias con una mira adelante y mira hacia atrás entre cada uno de los hitos de la base.

Figura 53

Medición de distancias con las Estaciones Totales



Una vez se determinaron las distancias vista adelante y vista atrás en cada uno de los hitos de la base de contrastación los resultados de medición están presentados en la Tabla 29, 30 y 31.

Tabla 29

Medición de distancias con las Estación Total Trimble C5

PRESIÓN	734.64 hPa	TEMP.	14 °C/NUBLADO	
FECHA	24/01/2023	HORA	9:36	
RECOLECCIÓN DE DATOS				
MEDICIÓN ESTACIÓN TOTAL TRIMBLE C5				
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO10	D10-D9	D10-D2	D10-D8	D10-D7
DM	133,971	235,971	377,972	600,002
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO9	D9-D10	D9-D2	D9-D8	D9-D7
DM	133,971	102,001	244,002	466,032
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO2	D2-D10	D2-D9	D2-D8	D2-D7
DM	235,971	102,002	142,001	364,030
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO8	D8-D10	D8-D9	D8-D2	D8-D7
DM	377,970	244,000	142,002	222,029
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO7	D7-D10	D7-D9	D7-D2	D7-D8
DM	599,999	466,035	364,031	222,030

Tabla 30

Medición de distancias con las Estación Total Trimble M3

PRESIÓN	734.25 hPa	TEMP.	13 °C/SOLEADO	
FECHA	25/01/2023	HORA	09:00	
RECOLECCIÓN DE DATOS				
MEDICIÓN ESTACIÓN TOTAL TRIMBLE M3				
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO10	D10-D9	D10-D2	D10-D8	D10-D7
DM	133,975	235,974	377,979	600,012
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO9	D9-D10	D9-D2	D9-D8	D9-D7
DM	133,972	102,000	244,007	466,033
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO8	D8-D10	D8-D9	D8-D2	D8-D7
DM	377,974	244,001	142,005	222,032
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO2	D2-D10	D2-D9	D2-D8	D2-D7
DM	235,973	102,002	142,007	364,032
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO7	D7-D10	D7-D9	D7-D2	D7-D8
DM	600,006	466,033	364,032	222,030

Tabla 31

Medición de distancias con las Estación Total SOKKIA SET 510

PRESIÓN	734.14 hPa	TEMP.	13 °C/SOLEADO	
FECHA	24/01/2023	HORA	10:00	
RECOLECCIÓN DE DATOS				
MEDICIÓN ESTACIÓN TOTAL SOKKIA SET 510				
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO10	D10-D9	D10-D2	D10-D8	D10-D7
DM	133,974	235,974	377,985	600,015
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO9	D9-D10	D9-D2	D9-D8	D9-D7
DM	133,964	101,994	244,000	466,021
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO8	D8-D10	D8-D9	D8-D2	D8-D7
DM	377,983	244,007	142,001	222,031
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO2	D2-D10	D2-D9	D2-D8	D2-D7
DM	235,970	101,999	142,001	364,036
Punto Inicio	Distancias al Punto Observado			
BASE HITO7	D7-D10	D7-D9	D7-D2	D7-D8
DM	599,992	466,022	364,026	222,024

Con las distancias observadas para cada equipo, es necesario realizar el cálculo de la constante aditiva y el factor de escala para cada uno. Siguiendo la metodología de (Spren, 1980) y (Janssen, 2015), para poder determinar estos dos valores hay que revisar que las distancias observadas tengan las correcciones necesarias, que han sido planteadas en la ecuación (1): corrección atmosférica, corrección de pendiente y corrección de altura.

Para los equipos actuales, que en este caso son las estaciones totales utilizadas, ya que el equipo, ya calcula automáticamente las distancias horizontales corregidas no es necesario aplicar estas correcciones, sin embargo, al momento de realizar las mediciones se tomó en cuenta la temperatura y presión al momento, y se lo colocó en el sistema operativo del equipo.

Una vez con las distancias horizontales corregidas y verificadas, para poder determinar el valor de la constante aditiva y el factor de escala de cada instrumento, es necesario aplicar un ajuste por mínimos cuadrados para poder determinar estos parámetros ajustados en función de la normativa esperada. Como se menciona en el capítulo dos, no existe normativa específica a nivel nacional para aplicar en la corrección de equipos topográficos, a pesar de eso se tomó como referencia la normativa a la recomendación de 1983 del anterior Consejo Nacional de Estándares de Australia (ahora incorporado al NMI (Instituto Nacional de Medición de Australia)) de que el estándar mínimo para la precisión de calibración de los instrumentos EDM debe ser de $5 \text{ mm} + 30 \text{ ppm}$ de intervalo al 99% de confianza (que representa el valor de revisión de 1986). Dentro de un intervalo de confianza del 95 %, esta precisión es igual a $4 \text{ mm} + 20 \text{ ppm}$ y es fácilmente alcanzable con estaciones totales modernas.

Sin embargo, para esta investigación, la normativa se basó en lo propuesto por (Janssen, 2015), donde a un intervalo de confianza del 95 %, donde la incertidumbre mínima citada de la distancia entre los pilares verificados es de $0,5 \text{ mm} + 1,3 \text{ ppm}$.

Dejando claro esto se procede a especificar el modelo matemático utilizado para realizar el ajuste por mínimos cuadrados, donde se utilizó el método propuesto por (Harvey, 2006), manteniendo el mismo modelo para poder contrastar los tres equipos topográficos, donde es casi similar al método correlativo, pero con algunas variaciones.

Se debe considerar que cada vista adelante y vista atrás corresponde a una observación, y que debemos iterar en función de una constante aditiva $CA = 0.50 \text{ mm}$ y un factor de escala $SF = 1.30 \text{ ppm}$, tomando en cuenta que las observaciones son:

$$r = n - u = 20 \text{ observaciones} - 2 \text{ incógnitas} = \mathbf{18 \text{ ecuaciones}}$$

Por lo tanto, en este caso se especificará el ajuste para las alturas de los hitos, donde la ecuación planteada en función de $F(L_a) = F(X_a)$, fue:

$$L_a = F(X_a) = \frac{DC - CA - (SF \times DC) - DO}{SD_c} \quad (18)$$

Donde:

DC: Distancia conocida entre los hitos

CA: Constante aditiva determinada según los parámetros a interés

SF: Factor de escala determinado según los parámetros a interés

DO: Distancia observada con el equipo topográfico entre hitos

SD_c: Desviación estándar permisible para cada equipo topográfico según sus especificaciones técnicas.

$$L_a = F(X_a) = SD_{cc} + \frac{SF_{cc} \times DC}{1000} \quad (19)$$

Donde:

SD_{cc}: Desviación estándar específica para cada equipo topográfico

SF_{cc}: Factor de escala específico para cada equipo topográfico

DC: Distancia conocida entre los hitos

Se reemplazará en primer lugar con las observaciones realizadas con la estación total Trimble C5, y posteriormente se especificará los demás datos de las otras estaciones.

Con el modelo matemático descrito, se obtienen las siguientes matrices para poder realizar el ajuste mediante mínimos cuadrados donde obtenemos la Matriz L reemplazando los datos de la ecuación (19).

	0,738
	0,650
	1,085
	0,900
	0,562
	0,559
	1,213
	0,923
	0,812
L[20x1]=	1,194
	0,825
	0,283
	0,432
	0,489
	1,351
	-0,250
	0,212
	2,082
	0,797
	0,241

Con los valores de L calculamos la Matriz A de derivadas parciales del modelo matemático en función de las incógnitas.

-0,441	-0,059
-0,405	-0,095
-0,363	-0,137
-0,313	-0,188
-0,441	-0,059
-0,454	-0,046
-0,402	-0,098
-0,341	-0,159

A[20x2]=	-0,405	-0,095
	-0,454	-0,046
	-0,438	-0,062
	-0,367	-0,133
	-0,363	-0,137
	-0,402	-0,098
	-0,438	-0,062
	-0,409	-0,091
	-0,313	-0,188
	-0,341	-0,159
	-0,367	-0,133
	-0,409	-0,091

Se calcula la Matriz N-1 mediante el modelo matemático $N^{-1} = (A^T P A)^{-1}$, donde la matriz de pesos es considerada para esta investigación la matriz identidad.

N-1[2x2]=	1,39	-4,16
	-4,16	16,25

Determinamos la matriz X mediante la ecuación $X = -N^{-1}U$.

X[2x1]=	-1,38
	-1,99

Calculamos la matriz de vectores residuales V para las observaciones mediante la ecuación $V = AX - L$.

V[20x1]=	-0,012
	0,098
	-0,312
	-0,096
	0,164
	0,159
	-0,463
	-0,136
	-0,064
	-0,476
	-0,097

0,488
0,341
0,260
-0,623
0,995
0,591
-1,296
-0,026
0,504

Y el último paso fue determinar la Matriz X_a , que vendría siendo la constante aditiva y el factor de escala calculado para el equipo topográfico Trimble C5.

Xa[2x1]	AC	-0,8803
	SF	-0,6866

Para finalizar tenemos la matriz de las observaciones ajustadas donde se utilizó el modelo matemático $L_a = L_b \times V$.

La[20x1]=	-0,028
	0,242
	-0,860
	-0,308
	0,372
	0,350
	-1,152
	-0,400
	-0,158
	-1,050
	-0,222
	1,330
	0,940
	0,648
	-1,422
	2,433
	1,892
	-3,800
	-0,070

1,233

Determinado el modelo matemático para poder realizar el ajuste para cada estación total, a continuación, en la Tabla 32 se presenta un resumen para poder visualizar las constantes aditivas y factores de escala con sus respectivas precisiones para cada equipo topográfico utilizado en la investigación.

Tabla 32

Constantes Aditivas y Factores de Escala calculados

Resumen Datos de Calibración Estaciones Totales					
Trimble C5 2"	Constante Aditiva (mm)	-0,880	Precisiones	1,178	mm
	Factor de Escala (ppm)	-0,687		4,031	ppm
Trimble M3 5"	Constante Aditiva (mm)	-1,503	Precisiones	1,178	mm
	Factor de Escala (ppm)	-8,444		4,031	ppm
SOKKIA SET 510 5"	Constante Aditiva (mm)	1,612	Precisiones	2,944	mm
	Factor de Escala (ppm)	-8,970		10,079	ppm

Prueba Chi cuadrado

Reemplazando los valores en la ecuación (11), obtenemos que el valor de la varianza posteriori para la contrastación de los equipos topográficos son las siguientes:

$$\sigma_{C5_0}^2 = \frac{V^T PV}{S} = 0,26258$$

$$\sigma_{M3_0}^2 = \frac{V^T PV}{S} = 1,12919$$

$$\sigma_{SET510_0}^2 = \frac{V^T PV}{S} = 1,20783$$

Validando la información mediante una prueba bilateral chi cuadrado, para esta investigación prácticamente no está dentro de la región de aceptación para ninguno de los tres equipos topográficos, así que se procedió a calcular para una prueba unilateral chi cuadrado.

Con estos resultados, se planteó el uso de una nueva prueba de hipótesis unilateral, que según (Moya Zamora, Bastos Gutiérrez, & Rivas Guzmán, 2014), posee las siguientes hipótesis de cola derecha que nos ayudará a validar el ajuste de las constantes aditivas y factores de escala de las tres estaciones. Las hipótesis son las siguientes:

$$\text{Hipótesis nula:} \quad H_0: \sigma_0^2 = \hat{\sigma}_0^2$$

$$\text{Hipótesis alternativa:} \quad H_1: \sigma_0^2 > \hat{\sigma}_0^2$$

Para poder analizar los valores calculados se debe comparar con el valor teórico de chi cuadrado mediante la ecuación $x_{v,\alpha}^2 = x_{18,0.05}^2$ considerando un nivel de significancia α de 5% debido a que esta prueba se la está realizando con un nivel de confianza al 95%. Este valor calculado de chi cuadrado sirve para el ajuste de las tres estaciones totales.

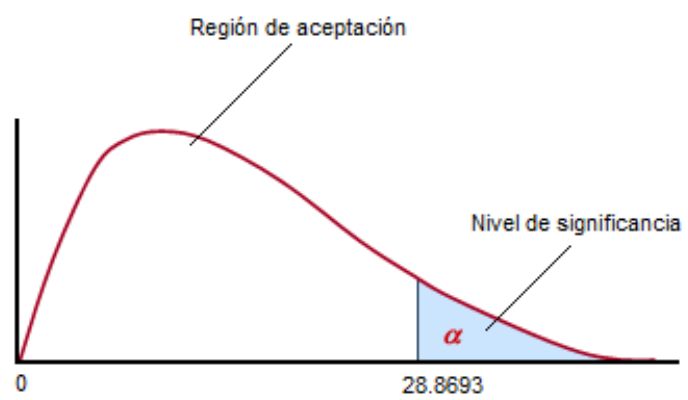
$$x_{v,\alpha}^2 = x_{18,0.05}^2 = 28,8693$$

Tomando como resultado que la hipótesis nula se aprueba ya que, $x_{calculado}^2 < x_{v,\alpha}^2$, entonces se puede decir que: $4,7265 < 28.8693$ para el ajuste de la estación total Trimble C5, $20,3255 < 28.8693$ para el ajuste de la estación total Trimble M3 y $21,7410 < 28.8693$ para la estación total SOKKIA SET 510.

Podemos decir, que con un nivel de confianza de confianza del 95%, la hipótesis nula fue aceptada a un nivel de significancia α de 5%. Para tener una mejor referencia, se detalla mejor en la Figura 54.

Figura 54

Test Chi Cuadrado Unilateral del ajuste de la Constante Aditiva y Factor de Escala para las Estaciones Totales



Capítulo IV

Resultados

Red Geodésica

Realizada la propuesta de la metodología, en el trabajo de gabinete en el post-procesamiento, previo a varios análisis de diseños de líneas base y el diseño que se ha planteado seleccionando 14 líneas base combinadas en dos sesiones del día 4,5 de enero del 2023 entre 6 y 8 horas en promedio y enlazadas a dos estaciones de monitoreo continuo perteneciente a la REGME (EPEC, CXEC), fue la más óptima y dando los mejores resultados de cierres de bucles y errores mínimos, con una configuración de GNSS:

- Error en la altura de antena: 0.0030 m
- Error de centrado: 0.0020 m
- Estadística de vectores con post-procesamiento
- Factor de referencia: 1:11
- Numero de redundancias: 25.00
- Escalar a priori: 1.00

Tabla 33

Tiempo de duración entre líneas base

Tiempo de duración entre líneas base			
Punto	Este error (m)	Norte error (m)	Elevación error (m)
Hito 1	0.0026	0.0025	0.0057
Hito 2	0.0024	0.0024	0.0047
Hito 3	0.0030	0.0030	0.0050
Hito 4	0.0032	0.0032	0.0059

Tiempo de duración entre líneas base			
Hito 5	0.0029	0.0029	0.0053
Hito 6	0.0030	0.0029	0.0058

El primer parámetro analizado, se basó en los resultados del informe de errores en coordenadas UTM, los mismos que reflejan las coordenadas ajustadas obtenidas del diseño planteado que existen errores mínimos; en Este (X) y en Norte entre el rango de 2 y 3 milímetros y en elevación (Z) en el rango de 4 a 5 milímetros lo que determina que se cumple con las especificaciones técnicas para exactitud posicional para la fiscalización del IGM, una tolerancia de 5 milímetros para bases de alta precisión.

El segundo parámetro analizado se basó en los resultados del informe de error de cierre de bucle GNSS.

- Con los criterios indicados en el post-procesamiento se obtuvo:
- Tramos en el módulo: 3
- Número de módulos: 9
- Numero pasados: 6
- Numero fallido: 3

Tabla 34

Resultados de error de cierre de bucle GNSS

Resultados de cierre de bucle GNSS					
	Longitud	$\Delta 3D$	Δ Horizontal	Δ Vertical	PPM
	(m)	(m)	(m)	(m)	
Criterio					1
pase/error					
Mejor		0.0034	0.0015	0.0031	0.047
Peor		0.0513	0.0129	-0.0509	1.347

Resultados de cierre de bucle GNSS					
Módulo medio	60999.4134	0.0163	0.0055	0.015	0.654
Error típico	58781.5888	0.0218	0.0066	0.0208	0.463

Tabla 35

Módulos fallidos dentro del error de cierre de bucle

Módulos fallidos							
(H5 --> H2 (PV107), H6 --> H5 (PV111), H2 --> H6 (PV114))							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	Δ Horizontal (m)	ΔX (m)	Δ Vertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)
5987.385	0.0081	0.0023	- 0.0032	-0.0077	0.0072	1.347	-0.0016
H5 --> H2 (PV107), H6 --> H5 (PV111), H2 --> H6 (PV114)							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	Δ Horizontal (m)	ΔX (m)	Δ Vertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)
6636.2514	0.0082	0.0037	- 0.0002	0.0074	- 0.0076	1.238	0.0032
H3 --> H4 (PV94), H4 --> H5 (PV99), H3 --> H5 (PV106)							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	Δ Horizontal (m)	ΔX (m)	Δ Vertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)
6235.6415	0.0073	0.0022	- 0.0019	-0.0069	0.0067	1.17	0.0022

El análisis del parámetro se basa en los resultados de los PPM, en estos módulos fallidos, su rango oscila entre 1.1 y 1.3 PPM lo que ubica el grado B representado entre 1 y 9 PPM, dentro de la comparación con la norma Americana, la misma que muestra estos grados

de precisión de la Federal Geodetic Control Subcommittee (FGCS), siendo estos resultados ideales para trabajos de ingeniería de alta precisión con fines de investigación.

Tabla 36

Precisiones adaptadas según la FGCS

Grado de precisión del GPS de Posicionamiento Relativo		
Grado	Razón de error permisible	Partes por millón (PPM)
AA	1:100,000,000	0.01
A	1:10,000,000	0.1
B	1:1,000,000	1
C-1	1:100,000	10
C-2-I	1:50,000	20
C-2-II	1:20,000	50
C-3	1:10,000	100

A continuación, en la Tabla 37 se presentan los módulos pasados.

Tabla 37

Tabla sobre los módulos pasados sobre el cierre de bucle

Módulos pasados							
EPEC --> H1 (PV69), H2 --> H1 (PV78), EPEC --> H2 (PV80)							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	ΔHorizontal (m)	ΔX (m)	ΔVertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)
18463.6881	0.0118	0.0085	0.0057	-0.0082	0.0096	0.640	-0.0039
H2 --> H1 (PV78), H2 --> H6 (PV114), H1 --> H6 (PV122)							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	ΔHorizontal (m)	ΔX (m)	ΔVertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)

Módulos pasados							
5386.1884	0.0034	0.0015	0.0017	0.0031	-0.003	0.636	0.001
CXEC --> H2 (PV76), H2 --> H3 (PV81), CXEC --> H3 (PV87)							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	Δ Horizontal (m)	ΔX (m)	Δ Vertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)
128563.4549	0.0513	0.0064	-0.0038	-0.0509	0.0511	0.399	0.0011
128563.4562	0.006	0.0026	-0.0027	-0.0054	0.0049	0.047	0.0022
CXEC --> H3 (PV87), H3 --> H4 (PV94), CXEC --> H4 (PV92)							
Longitud (m)	$\Delta 3D$ (m)	Δ Horizontal (m)	ΔX (m)	Δ Vertical (m)	ΔY (m)	PPM	ΔZ (m)
124579.327	0.027	0.0129	-0.0022	-0.0022	-0.025	-0.025	0.0105
124579.3283	0.0237	0.0091	-0.0033	-0.0219	0.0215	0.19	0.0094

El análisis del parámetro de los resultados de los módulos pasados del proyecto se encuentra en el rango -0.025 a 0.640 PPM, ubicándose en el grado A de la FGCS, siendo estos resultados ideales para trabajos de ingeniería de alta precisión y geodinámica.

Finalmente, con los cierres de módulo y error de precisión expuestos anteriormente, los resultados de las coordenadas geodésicas, planas UTM y ECEF, ajustados al diseño propuesto se muestran en las Tablas 38 a continuación:

Tabla 38

Coordenadas Geodésicas, UTM y ECEF ajustadas de la red

Coordenadas Geodésicas Ajustadas a la Red Geodésica			
Punto	Latitud Sur (° ' ")	Latitud Oeste (° ' ")	Altura Elipsoidal (m)
Hito 1	S0°22'38.56005"	W78°24'59.29739"	2712.7641
Hito 2	S0°23'27.95798"	W78°24'46.34090"	2769.6434
Hito 3	S0°24'37.32260"	W78°24'56.66756"	2852.2348

Coordenadas Geodésicas Ajustadas a la Red Geodésica

Hito 4	S0°26'16.93607"	W78°24'51.74471"	3035.9223
Hito 5	S0°25'03.29769"	W78°24'44.70122"	2996.4898
Hito 6	S0°23'49.03528"	W78°24'13.39264"	2921.4196

Coordenadas UTM Ajustadas a la Red Geodésica

Punto	Este (m)	Norte (m)	Elevación (m)
Hito 1	787573.9592	9958245.6838	2712.7641
Hito 2	787974.3826	9956727.3519	2769.6434
Hito 3	787654.1956	9954595.5796	2852.2348
Hito 4	787805.4879	9951533.9795	3035.9223
Hito 5	788024.1813	9953797.1321	2996.4898
Hito 6	788993.6280	9956079.2354	2921.4196

Punto	X (m)	X error (m)	Y (m)	Y error (m)	Z (m)	Z error (m)
Hito 1	1281223.4353	0.0028	-6250756.4154	0.0056	-41745.8480	0.0025
Hito 2	1281625.4528	0.0026	-6250721.6701	0.0046	-43264.1135	0.0024
Hito 3	1281326.0997	0.0031	-6250852.1299	0.0049	-45396.1248	0.0030
Hito 4	1281507.6239	0.0034	-6250979.2859	0.0058	-48458.4598	0.0032
Hito 5	1281716.5541	0.0031	-6250913.4456	0.0052	-46195.3421	0.0029
Hito 6	1282653.5253	0.0031	-6250661.1780	0.0057	-43912.8239	0.0029

Red de Nivelación Geométrica

Como se determinó en la descripción del trabajo, en la presente investigación se realizó dos circuitos de nivelación geométrica, tanto para los hitos como para las placas, además se arrastró el valor de un punto de control vertical desde la ESPE, ya que dentro de la zona de estudio no contaba con un punto de control vertical de primer orden para poder realizar la nivelación.

Una vez determinado los valores iniciales para poder comenzar con los circuitos de nivelación, como se menciona en la metodología, se comprobó que, dentro de cada una de las líneas de nivelación, este cumpla con la precisión propuesta de $2mm\sqrt{k}$, donde cada operador verifico cada error de cierre validando la información para poder continuar con los circuitos.

Como se muestra en la Tabla 39, se puede verificar los errores de cierre de cada tramo y la tolerancia aceptada.

Tabla 39

Errores de Cierre de Nivelación para cada tramo

ERROR DE CIERRE POR TRAMOS					
Tramo	Longitud (Km)	\sum Hilo M Atrás (mm)	\sum Hilo M Adelante (mm)	Error Cierre (mm)	Tolerancia (mm)
HITO1 A PLACA1	0.018	1703.700	1703.600	0.100	0.337
PLACA1 A HITO7	3.351	92025.000	92022.400	2.600	4.576
HITO7 A PLACA7	0.087	4455.100	4455.000	0.100	0.739
PLACA7 A HITO8	0.583	21422.800	21422.700	0.100	1.909
HITO8 A PLACA8	0.031	2872.100	2872.200	0.100	0.439
PLACA8 A HITO2	0.444	13429.900	13430.400	0.500	1.666
HITO2 A PLACA2	0.036	2825.500	2825.700	0.200	0.477
PLACA2 A HITO9	0.247	11276.800	11277.300	0.500	1.243
HITO9 A PLACA9	0.143	2908.200	2908.200	0.000	0.945
PLACA9 A HITO10	0.484	18100.700	18101.500	0.800	1.740

ERROR DE CIERRE POR TRAMOS					
HITO10 A PLACA10	0.030	2175.000	2175.000	0.000	0.434
PLACA10 A HITO3	4.480	162258.700	162257.800	0.900	5.291
HITO3 A PLACA3	0.019	1891.600	1891.600	0.000	0.342
PLACA3 A HITO4	7.121	305670.300	305671.200	0.900	6.671
HITO4 A PLACA4	0.025	2406.100	2405.800	0.300	0.397
PLACA4 A HITO5	5.915	266743.800	266747.700	3.900	6.080
HITO5 A PLACA5	0.017	1683.200	1683.200	0.000	0.323
PLACA5 A HITO6	7.781	284831.900	284828.200	3.700	6.974
HITO6 A PLACA6	0.019	1537.600	1537.700	0.100	0.349
PLACA6 A HITO1	10.559	369718.200	369711.700	6.500	8.124

A continuación, en la Tabla 40 se presenta el error de cierre permisible para todo el circuito de nivelación realizado.

Tabla 40

Error de cierre permisible en el circuito de Nivelación

ERROR PERMISIBLE	
TESIS	
PRECISIÓN (mm)	2.000
DISTANCIA (Km)	20.683
TOLERANCIA (mm)	9.096
ERROR CIERRE (mm)	7.300

Por último, como resultados de la red de nivelación se obtuvo las alturas y desniveles ajustados de estas, que se puede observar en la Tabla 41.

Tabla 41

Alturas niveladas ajustadas

Punto Vértice	Δ nivel ajustado (m)	Altura ajustada (m)	Fórmula aplicada
HITO1	$\Delta 1$	1.1236	2685.1983
PLACA1	$\Delta 2$	45.3389	PLACA1 - $\Delta 1$
HITO7	$\Delta 3$	1.1109	HITO7 + $\Delta 2$
PLACA7	$\Delta 4$	8.6564	PLACA7 - $\Delta 3$
HITO8	$\Delta 5$	1.0453	HITO8 + $\Delta 4$
PLACA8	$\Delta 6$	6.0722	PLACA8 - $\Delta 5$
HITO2	$\Delta 7$	1.0786	HITO2 + $\Delta 6$
PLACA2	$\Delta 8$	6.1709	PLACA2 - $\Delta 7$
HITO9	$\Delta 9$	1.1208	HITO9 + $\Delta 8$
PLACA9	$\Delta 10$	9.6207	PLACA9 - $\Delta 9$
HITO10	$\Delta 11$	1.1207	HITO10 + $\Delta 10$
PLACA10	$\Delta 12$	70.0022	PLACA10 - $\Delta 11$
HITO3	$\Delta 13$	1.1755	HITO3 + $\Delta 12$
PLACA3	$\Delta 14$	184.6626	PLACA3 - $\Delta 13$
HITO4	$\Delta 15$	1.1285	HITO4 + $\Delta 14$
PLACA4	$\Delta 16$	38.1969	PLACA4 - $\Delta 15$
HITO5	$\Delta 17$	1.1083	HITO5 - $\Delta 16$
PLACA5	$\Delta 18$	73.8706	PLACA5 - $\Delta 17$
HITO6	$\Delta 19$	1.0178	HITO6 + $\Delta 18$
PLACA6	$\Delta 20$	207.4262	PLACA6 + $\Delta 19$

Valores de Gravedad

Como se mencionó en el Capítulo III, en esta investigación no se pudo realizar una red de gravimetría debido a la falta de equipos y la situación de las largas distancias entre los hitos

y placas. Pero de igual manera, se obtuvieron como resultados los valores de gravedad observados para cada uno de los puntos, como se muestra en la Tabla 42.

Tabla 42

Valores de Gravedad medidos para Hitos y Placas

	NOMBRE	LATITUD			LONGITUD			GRAVEDAD OBSERVADA (mGal)		
		°	'	"	°	'	"			
1	Hito	0	22	38,56006	S	78	24	59,29718	W	977238,595
	Placa	0	22	38,54908	S	78	24	59,31738	W	977238,918
2	Hito	0	23	27,9581	S	78	24	46,34061	W	977229,328
	Placa	0	23	27,97431	S	78	24	46,3243	W	977229,622
3	Hito	0	24	37,3227	S	78	24	56,66721	W	977213,189
	Placa	0	24	37,32116	S	78	24	56,69472	W	977213,517
4	Hito	0	26	16,93629	S	78	24	51,74424	W	977178,756
	Placa	0	26	16,94623	S	78	24	51,77239	W	977179,136
5	Hito	0	25	3,29786	S	78	24	44,70077	W	977181,186
	Placa	0	25	3,31415	S	78	24	44,68684	W	977181,571
6	Hito	0	23	49,03544	S	78	24	13,39217	W	977195,690
	Placa	0	23	49,05736	S	78	24	13,39166	W	977196,027
7	Hito	0	23	16,18967	S	78	24	47,68961	W	977231,807
	Placa	0	23	16,2057	S	78	24	47,67472	W	977232,118
8	Hito	0	23	23,36749	S	78	24	46,86659	W	977230,281
	Placa	0	23	23,38356	S	78	24	46,85407	W	977230,570
9	Hito	0	23	31,25566	S	78	24	45,96292	W	977228,362
	Placa	0	23	31,27155	S	78	24	45,94767	W	977228,679
10	Hito	0	23	35,58673	S	78	24	45,46723	W	977226,767
	Placa	0	23	35,60391	S	78	24	45,45237	W	977227,086

Determinación de Alturas Físicas

Con los valores de gravedad obtenidos, procedimos a calcular las alturas físicas para cada uno de los puntos mencionados anteriormente, donde se obtuvo los siguientes resultados en la Tabla 43.

Para este trabajo de investigación, no se realizó el análisis y determinación de las alturas dinámicas, ya que estas carecen de significado geométrico.

Tabla 43

Valores de las Alturas Físicas calculadas

PUNTO	ALTURA ELIPSOIDAL (h)	ALTURA NIVELADA (HN)	GRAVEDAD OBSERVADA	NÚMERO GEOPOTENCIAL	ALTURA ORTOMÉTRICA (Ho)	ALTURA NORMAL (Hn)
	<i>metros</i>		<i>gal</i>	<i>u.g.p</i>	<i>metros</i>	
HITO1	2712.784	2685.19825	977.238595	26243.89037	2685.202297	2684.471478
PLACA1	2711.790	2684.074603	977.238918	26232.00435	2683.985396	2683.255188
HITO7	2757.071	2729.41349	977.229328	26675.89668	2729.417710	2728.680141
PLACA7	2755.832	2728.30256	977.229622	26665.04647	2728.306804	2727.569794
HITO8	2764.605	2736.958912	977.213189	26749.60906	2736.963172	2736.223439
PLACA8	2763.555	2735.913568	977.213517	26739.40003	2735.917921	2735.178703
HITO2	2769.658	2741.985796	977.178756	26798.71861	2741.990033	2741.249035
PLACA2	2768.554	2740.907203	977.179136	26788.18344	2740.911399	2740.170923
HITO9	2774.754	2747.078096	977.181186	26848.46739	2747.082334	2746.340056
PLACA9	2773.641	2745.957321	977.181571	26837.52117	2745.961582	2745.219878
HITO10	2783.275	2755.578007	977.19569	26931.50661	2755.582224	2754.83786
PLACA10	2782.140	2754.457312	977.196027	26920.56171	2754.461597	2753.717814
HITO3	2852.257	2824.459552	977.231807	27604.4177	2824.464049	2823.700913
PLACA3	2851.100	2823.284056	977.232118	27592.93406	2823.288248	2822.525709
HITO4	3035.935	3007.946661	977.230281	29396.90229	3007.951806	3007.14403
PLACA4	3034.777	3006.818116	977.23057	29385.88292	3006.823259	3006.016272
HITO5	2996.505	2968.621209	977.228362	29012.59304	2968.626172	2967.812942
PLACA5	2995.385	2967.512912	977.228679	29001.77241	2967.517959	2966.705539
HITO6	2921.418	2893.642334	977.226767	28280.145	2893.647102	2892.853789
PLACA6	2920.405	2892.624488	977.227086	28270.20555	2892.629221	2891.836591

En la Tabla 44, se presenta la diferencia que existe entre las alturas niveladas ajustadas y las alturas físicas calculadas.

Tabla 44

Diferencia entre las Alturas Niveladas y Físicas

PUNTO	Diferencias (HN-Ho)	Diferencias (HN-Hn) metros	Diferencias (Ho-Hn)
HITO1	-0.0040	0.726772	0.730819
PLACA1	0.0892	0.819415	0.730208
HITO7	-0.0042	0.733354	0.737569
PLACA7	-0.0042	0.732766	0.737010
HITO8	-0.0043	0.735474	0.739734
PLACA8	-0.0044	0.734865	0.739218
HITO2	-0.0042	0.736761	0.740998
PLACA2	-0.0042	0.736280	0.740476
HITO9	-0.0042	0.738041	0.742278
PLACA9	-0.0043	0.737444	0.741704
HITO10	-0.0042	0.740147	0.744364
PLACA10	-0.0043	0.739498	0.743784
HITO3	-0.0045	0.758639	0.763136
PLACA3	-0.0042	0.758346	0.762538
HITO4	-0.0051	0.802631	0.807776
PLACA4	-0.0051	0.801843	0.806987
HITO5	-0.0050	0.808267	0.813230
PLACA5	-0.0050	0.807373	0.812420
HITO6	-0.0048	0.788546	0.793314
PLACA6	-0.0047	0.787897	0.792630

Determinación de Parámetros PTL

Una vez realizada la transformación obtenemos las coordenadas LTM-PTL de los hitos y placas de la zona de estudio donde se puede observar en la Tabla 45 se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 45

Coordenadas LTM-PTL calculadas

Coordenadas LTM-PTL para el IASA I				
Punto	H/P	Este (m)	Norte (m)	Zona
1	Hito	499290.2585	9958253.1617	17S
	Placa	499289.6401	9958253.4988	17S
2	Hito	499691.0702	9956735.2253	17S
	Placa	499691.5837	9956734.7235	17S
3	Hito	499371.6152	9954603.7370	17S
	Placa	499370.7750	9954603.7813	17S
4	Hito	499523.9055	9951542.7395	17S
	Placa	499523.0492	9951542.4273	17S
5	Hito	499741.7947	9953805.5551	17S
	Placa	499742.2396	9953805.0493	17S
6	Hito	500710.3279	9956087.5460	17S
	Placa	500710.3582	9956086.8675	17S
7	Hito	499649.3475	9957096.8507	17S
	Placa	499649.8082	9957096.3581	17S
8	Hito	499674.8079	9956876.2853	17S
	Placa	499675.1952	9956875.7915	17S
9	Hito	499702.7631	9956633.8917	17S
	Placa	499703.2348	9956633.4034	17S
10	Hito	499718.0973	9956500.8034	17S
	Placa	499718.5570	9956500.2754	17S

Base de Contratación de Equipos Topográficos

Determinado los parámetros de la constante aditiva y factor de escala, para cada equipo topográfico contrastado, se obtuvieron los siguientes resultados con sus respectivas precisiones en la Tabla 46.

Tabla 46

Resumen de los datos obtenidos para los equipos topográficos contrastados

Resumen Datos de Calibración Estaciones Totales					
Trimble C5 2"	Constante Aditiva (mm)	-0,880	Precisiones	0,011	mm
	Factor de Escala (ppm)	-0,687		0,040	ppm
Trimble M3 5"	Constante Aditiva (mm)	-1,503	Precisiones	0,011	mm
	Factor de Escala (ppm)	-8,444		0,040	ppm
SOKKIA SET 510 5"	Constante Aditiva (mm)	1,612	Precisiones	0,294	mm
	Factor de Escala (ppm)	-8,970		1,07	ppm

Capítulo V

Conclusiones y Recomendaciones

En este capítulo se detallan las conclusiones y recomendaciones de todo el trabajo.

Conclusiones

Se elaboró un marco de referencia Geodésico y una Base de Contrastación de equipos topográficos con fines de ingeniería en la Carrera de Ingeniería Agropecuaria IASA I, garantizando las precisiones planimétricas, altimétricas y de proyectos de infraestructura, mediante el empleo de redes de control vertical y horizontal, conformado por 6 puntos, que fue realizada en dos sesiones en diferentes días formando una figura geométrica más optima con 14 líneas base, con un error mínimo de cierre de bucles, determinando un elenco de coordenadas ajustadas de tipo; geográficas, UTM, coordenadas locales, alturas niveladas, valores de gravedad y alturas físicas por cada punto.

Se materializó 10 puntos (Hitos) de control en la extensión del área de estudio (IASA I) en puntos estratégicos, mediante mojones de centraje forzoso con una norma IGM-A propuesta por el Instituto Geográfico Militar (IGM) y placas de control que servirán como base para futuros proyectos de ingeniería

Para la determinación del diseño de la red geodésica, se toma en cuenta criterios técnicos generando que esta investigación cuente con consistencia dentro de todos sus parámetros, además de obtener errores de cierre de bucle permisibles en el caso de obtener una fiscalización por parte de la entidad encargada que es el IGM, además que el ajuste de la red sea el más preciso una vez obtenidos todos los informes.

Sé plasmó una red geodésica de control horizontal tipo B por medio de equipos de alta precisión GNSS Trimble Alloy proporcionados por el IGM ubicando el resultado en la tabla de grados de precisión del GPS de posicionamiento relativo (FGCS), alcanzando una red de Grado B, razón de error permisible 1:1000.000 y partes por millón (ppm) 1.0.

Revisando los resultados obtenidos en los circuitos de nivelación geométrica, se determinó que cada tramo entra en la tolerancia aceptada de $2mm\sqrt{k}$ ya que según bibliografía podemos verificar que la nivelación del trabajo se encuentra dentro de primer orden, pero también comprobando con la normativa FGCS esta se encuentra dentro del tercer orden. Además, cabe recalcar la importancia de cerrar el circuito de nivelación ya que con las observaciones adecuadas se puede realizar el ajuste de estos circuitos para poder probar el error de cierre obtenido que para el circuito de nivelación de hitos es de 7.1 mm y para el circuito de nivelación de placas es 7.3 mm.

Las alturas niveladas ajustadas son una parte importante para este marco de referencia geodésico, ya que con los valores obtenidos de nivelación se puede concluir que las alturas de hitos y placas servirán posteriormente para poder determinar valores de alturas físicas como números geopotenciales, alturas ortométricas, alturas normales y alturas dinámicas.

Como se menciona en el Capítulo III, la importancia de la sección de chequeo en esta investigación, ayudo para poder determinar qué entre las placas de control vertical de primer orden no exista un desfase entre las alturas que se encuentran en las monografías y con las alturas que han sido determinadas mediante la nivelación ida y regreso de las mismas.

Se materializó una Línea Base de contrastación de equipos topográficos conformado por 5 puntos del cual un punto intermedio (Hito 2) pertenece a la red Geodésica, utilizando la metodología canadiense de Mitchan con una distancia máxima de 600, 348, 236 y 134 metros respectivamente.

La calibración de equipos topográficos en esta investigación es una parte esencial de la misma, ya que esta metodología implementada es la primera que se la realiza aplicando modelos matemáticos canadienses y australianos en países de habla hispana, y ha servido para poder validar la información tanto para equipos topográficos de la universidad, como para equipos topográficos externos que según los resultados todos cumplen con la normativa

australiana del NMI, pero en este caso la investigación se basó en la bibliografía de Janssen (2015) que es más actualizada, donde se observa que el único equipo en estar dentro de la misma, es la estación total Trimble C5 de 2" de precisión.

Las constantes aditivas calculas para los equipos topográficos en esta investigación son valores importantes, ya que estos se los debe ingresar a las estaciones totales para poder realizar las correcciones al momento de obtener los resultados de las observaciones, además esto nos permite verificar qué equipo esta correctamente calibrado y validado según las normativas actuales ya sea con fines de investigación o con normativas de algún otro país.

Una vez realizado la transformación de coordenadas geodésicas a un plano topográfico local en este caso el IASA I, se puede evidenciar que las divergencias entre las mediciones del terreno y la cartografía escalas diferentes, son bastante amplias ya que los resultados fueron comparados y se puede notar una diferencia en el caso de las coordenadas UTM con las coordenadas PTL, se puede decir que con las coordenadas del plano topográfico local se tendrán mejores precisiones para proyectos de ingeniería en este caso para la zona de estudio IASA I.

Para poder validar que las coordenadas PTL estén correctamente determinadas junto con su factor de escala y la longitud promedio del proyecto de investigación, se validaron las distancias entre los hitos de la base de contrastación, donde se evidencio que existe un desfase de 0.1 mm en comparación con las distancias determinadas.

Recomendaciones

La implantación de este proyecto de titulación en la Carrera de Ingeniería Agropecuaria IASA I, ayudará en la experticia que debe conocer un futuro ingeniero, con las necesidades que presenta las tecnologías geoespaciales hoy en día como es la Agricultura de precisión y a la vez su infraestructura física que brinda la presencia de linderos en sus límites, además permitirá realizar comprobación de equipos topográficos con su línea base de contratación de

equipos topográficos, por los que se recomienda su adecuado mantenimiento de los lugares de hitos y cuidado de la infraestructura y su utilidad en el empleo adecuado con fines de ingeniería para el desarrollo del IASA I, en cuanto a su delimitación de su área, estructura vial y mejoras en la adecuación de sus instalaciones.

Es importante detallar que la gran utilidad que se puede dar a este proyecto también, es que facilitará la práctica y destreza de manejar equipos geodésicos, topográficos en los hitos de centraje forzoso, los mismos que ayudarán al conocimiento y crecimiento del aprendizaje de las futuras generaciones de los estudiantes en sus ámbitos a futuro profesional de profesores, estudiantes del Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción perteneciente a la Campus Matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, a la Carrera de Ingeniería Agropecuaria en las cuales los alumnos puedan experimentar el beneficio en el campo profesional de cada uno de sus perfiles técnicos.

Hay que validar la información de datos en el rastreo de datos GNSS ya que muchas veces el error humano es impredecible en la medición de las alturas de los instrumentos, es por eso que el uso de hojas de campo para la recolección de datos son un material indispensable para este tipo de investigaciones donde muchas veces se puede realizar las respectivas correcciones en el trabajo de gabinete.

Es importante realizar el chequeo tramo a tramo de la red de nivelación de geométrica, que cumpla con las precisiones esperadas en el tipo de investigación que se desea realizar, ya que estas nos servirán para poder validar el error permisible a lo largo del circuito de nivelación, donde también se debe tomar en cuenta una sección de chequeo para poder validar la información de las placas de control vertical de primer orden.

Para el caso de la base de contrastación de equipos topográficos, es importante tomar en cuenta la presión y temperatura a la que se encuentra el ambiente del lugar de la recolección de datos, ya que estos parámetros nos ayudarán a que las observaciones

mantengan una mejor precisión de estos y se disminuyan errores de reverberancia que pueda existir.

Es recomendable que para la toma de observaciones en la base de contrastación esto se realice en una hora del día donde no exista una gran cantidad de sol, debido a que los errores de reverberancia pueden llegar a afectar cada una de las mediciones de las distancias y no se pueda validar la información al momento de realizar el ajuste para poder determinar la constante aditiva y el factor de escala de los instrumentos.

Con la materialización de los puntos obtenidos del marco de referencia geodésico y la base de contrastación de equipos topográficos, es necesario implementar en futuros proyectos de investigación el uso de la agricultura de precisión con diferentes tipos de metodologías como el uso equipos topográficos (aviones no tripulados (UAV), estaciones totales y GNSS) para poder realizar ciertas técnicas como la parcelación de pastos, geoestadística para la predicción de cultivos, criterios para el correcto sembrío de diferentes especies vegetales, o también para realizar prácticas de campo, tanto para los alumnos de la Carrera de Ingeniería Agropecuaria IASA I, y también por parte del Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, pertinentes a la UFA ESPE.

La obtención de la infraestructura geodésica es importante dentro de la extensión del IASA I ya que este proyecto servirá para poder delimitar y replantear los linderos del área de estudio, con la finalidad de evitar las invasiones de terceros que existen dentro de la misma y poder tener una mejor planificación a la hora de registrar sus escrituras en la entidad correspondiente.

Bibliografía

- Administración Oceánica y Atmosférica de los Estados Unidos de América. (s.f.). Servicio Nacional del Océano. Obtenido de <https://oceanservice.noaa.gov/facts/geodesy.html>
- Arango, A. (14 de 01 de 2022). EcuRed. Obtenido de https://www.ecured.cu/Nivelaci%C3%B3n_geom%C3%A9trica
- Bretreger, K. (1991). Reference surfaces and ellipsoids for geodetic use. *Australian Surveyor*, 213-226. doi:<http://dx.doi.org/10.1080/00050326.1991.10438741>
- Cioce, V., Martínez, W., Mackern, M., Pérez Rodino, R., & de Freitas, S. (2017). SIRGASEI Contexto del Marco de Referencia Geodésico Global (GGRF): Evolución, Alcances y Perspectivas. Universidad Maza, 1-8.
- Departamento de Procesos de Geoinformación. (Agosto de 2015). Aspectos Geométricos sobre el Mapeo. Obtenido de <https://kartoweb.itc.nl/geometrics/Reference%20surfaces/refsurf.html>
- Elizalde, R., & Itas, R. (2021). Implementación de una infraestructura geodésica para fines de ingeniería y contrastación de equipos topográficos. Sangolquí: ESPE.
- ESRI. (2022). ArcGIS PRO. Obtenido de ArcGIS Pro 3.0 system requirements: <https://pro.arcgis.com/en/pro-app/latest/get-started/arcgis-pro-system-requirements.htm>
- ESRI. (2022). GIS Dictionary. Obtenido de <https://support.esri.com/en/other-resources/gis-dictionary/term/752140d1-56df-4102-8cbc-90ca3ddb916f>
- Farjas, M. (2014). Nivleación Geométrica. En M. Farjas.
- Federación Internacional de Géomatras (FIG). (2017). Manual de Marcos de Referencia en la Práctica. Australia: Graeme Blick.
- Furones, Á. M. (2011). SISTEMA Y MARCO DE REFERENCIA TERRESTRE. Valencia: Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodesia y Fotogrametría.

- GIM International. (31 de Enero de 2012). Obtenido de <https://www.gim-international.com/knowledge-field/what-is-geodesy>
- Harvey, B. (2006). Practical Least Squares and Statistics for Surveyors. Monograph 13, Third Edition, 332.
- Husár, L., Svaral, P., & Janák, J. (2017). About the geometry of the Earth geodetic reference surfaces. *Journal of Geometry and Physics*, 192-207.
- Instituto Geográfico Militar del Ecuador. (2022). Geoportal IGM. Obtenido de https://www.geoportaligm.gob.ec/geodesia/index.php/red_activa/
- Instituto Geográfico Militar. (s.f.). Red GNSS de Monitoreo Continuo del Ecuador – REGME. Obtenido de IGM: <http://www.geograficomilitar.gob.ec/red-gnss-de-monitoreo-continuo-del-ecuador-regme/>
- Janssen, V. (2015). Best Practice: Performing EDM Calibrations in NSW. *Survey Infrastructure and Geodesy, Land and Property Information* , 4-18.
- Jeyapalan, K. (2018). Development of EDMI Calibration Baseline. Iowa: Iowa DOT Project HR-241 .
- Ježko, J. (2014). CALIBRATION OF SURVEYING INSTRUMENTS AND TOOLS – MEANS TO THE QUALITY INCREASE OF DEFORMATION MEASUREMENTS . *Revista de Minería Sostenible*, 17-22.
- Moya Zamora, J., Bastos Gutiérrez, S., & Rivas Guzmán, M. J. (2014). Cálculo, mediante la aplicación del algoritmo de ajuste por mínimos cuadrados, de los componentes de velocidad para estaciones GNSS continuas . *Uniciencia*, 1-14.
- National Academies Of Sciences, Engineering and Medicine. (2010). *Precise Geodetic Infrastructure: National Requirements for a Shared Resource*. Washington, DC: The National Academies Press. doi:<https://doi.org/10.17226/12954>

- OCSA. (2021). OCSA Estudios Geofísicos. Obtenido de <https://ocsa-geofisica.com/gravimetria.html>
- Penn State. (2022). La Naturaleza de Información Geográfica. Obtenido de https://www.e-education.psu.edu/natureofgeoinfo/c2_p15.html
- Ratkevičs, A., Celms, A., & Jäger, R. (2015). GEODETIC INSTRUMENT CALIBRATION POLYGON ELEMENT STRUCTURE AND CONSTRUCTION. International Conference CIVIL ENGINEERING`15 Proceedings LANDSCAPE, ENVIRONMENT AND LAND MANAGEMENT, 174-181.
- Rüeger, J. M. (1996). Electronic Distance Measurement: An Introduction 4th Edición. Berlín: Springer.
- Sadiq, M., Ahmad, Z., & Akhter, G. (2009). A study on the evaluation of the geoid-quasigeoid separation term over Pakistan with a solution of first and second order height terms. Earth Planets Space, 61, 815-823. Obtenido de <https://link.springer.com/content/pdf/10.1186/BF03353192.pdf>
- Sjöberg, L. (2013). The geoid or quasigeoid – which reference surface should be preferred for a national height system? Journal of Geodetic Science, 103-109. doi:: 10.2478/jogs-2013-0013
- Sprent, A. (1980). E.D.M. Calibration in Tasmania. Australian Surveyor, 30(4), 213-227. doi:<https://doi.org/10.1080/00050326.1980.10440964>
- The State of Victoria Department. (2020). EDM Calibration Handbook, Edición 17. Victoria.
- U.S. Departamento de Comercio. (1994). Establecimiento de Líneas base de calibración. Estados Unidos: Silver Spring, MD 20910.
- UNAVCO. (2020). The Shape of Earth and Reference Ellipsoids | Tutorials and Handouts. Obtenido de <https://www.unavco.org/education/resources/tutorials-and-handouts/tutorials/elevation-and-geoid.html>

Vanicek, P., Kingdon, R., & Santos, M. (2012). Geoid versus quasigeoid: a case of physics versus geometry. *Contributions to Geophysics and Geodesy*, 42, 101-117. Obtenido de https://www2.unb.ca/gge/Personnel/Vanicek/Vanicek-et-al_CGG-42-1_PROOF.pdf

Apéndices