

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

TEMA:

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA
PRESENTADA ANTE EL DESLIZAMIENTO DE LA CALLE CARAPUNGO QUE
COMUNICA A LLANO CHICO CON LLANO GRANDE

AUTOR:

GABRIEL MARCELO BORJA MENÉNDEZ

TUTOR:

ING. HUGO FLORENCIO TORRES MERINO

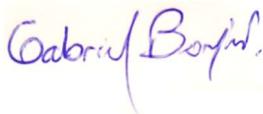
QUITO, JULIO DE 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, Gabriel Marcelo Borja Menéndez con documento de identificación N° 172020154-8, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación intitulado: “ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PRESENTADA ANTE EL DESLIZAMIENTO DE LA CALLE CARAPUNGO QUE COMUNICA A LLANO CHICO CON LLANO GRANDE”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniería Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento en que hago entrega del trabajo final en digital en la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, Julio de 2020



Gabriel Marcelo Borja Menéndez

172020154-8

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, “ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PRESENTADA ANTE EL DESLIZAMIENTO DE LA CALLE CARAPUNGO QUE COMUNICA A LLANO CHICO CON LLANO GRANDE” realizado por Borja Menéndez Gabriel Marcelo, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, Julio de 2020

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'H. Torres Merino', written in a cursive style.

Ing. Hugo Florencio Torres Merino
CI: 171477197-7

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos.

ÍNDICE

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR.....	2
DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR.....	3
DEDICATORIA	4
ÍNDICE	I
RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
CAPÍTULO I.....	3
ANTECEDENTES.....	3
1.1. Planteamiento del problema.....	3
1.2. Justificación.....	3
1.3. Importancia.....	4
1.4. Objetivos	5
1.4.1. Objetivo General	5
1.4.2. Objetivos Específicos	5
1.5. Ubicación	5
1.5.1. Localización General del Proyecto.....	5
1.5.2. Localización Específica del Proyecto.....	7
1.6. Marco Metodológico.....	8

CAPÍTULO II	10
ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	10
2.1. Antecedentes	10
2.2. Sistema de Coordenadas.....	10
2.3. Ubicación del Proyecto	10
2.4. Procedimiento.....	11
CAPÍTULO III	14
ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO.....	14
3.1. Antecedentes	14
3.2. Objetivos	14
3.2.1. Objetivos Generales	14
3.2.2. Objetivos Específicos	14
3.3. Alcance.....	15
3.4. Descripción Geológica	15
3.4.1. Geología Regional.....	15
3.4.2. Geología Local	18
3.5. Trabajos de Campo.....	21
3.5.1. Toma de Muestras Inalteradas de la pared del talud	23
3.5.2. Ensayo SPT	24
3.5.3. Descripción Manual – Visual del Suelo	25

3.6. Ensayos en Laboratorio.....	28
3.6.1. Ensayo de Determinación del Contenido de Humedad del Suelo.....	29
3.6.2. Clasificación de suelos (SUCS).....	29
3.6.2.1. Análisis granulométrico	30
3.6.2.2. Límites de Atterberg.....	30
3.6.2.3. Resultados de Clasificación SUCS.....	31
3.6.3. Ensayo Triaxial No Consolidado – No drenado.....	31
3.7. Análisis en Gabinete.....	32
3.7.1. Perfil Sísmico	32
3.7.2. Corrección del número de golpes SPT	34
3.7.2.1. Corrección de N_{spt} por condiciones de campo	34
3.7.2.2. Corrección por confinamiento.....	36
3.7.3. Perfil estratigráfico	40
3.7.4. Capacidad de Carga.....	41
3.7.4.1. Ecuación General de la Capacidad de Carga.....	41
3.7.4.2. Capacidad de Carga de Terzaghi (Ajustado).....	43
3.7.5. Módulo de Balasto.....	45
3.8. Estabilidad del Talud.....	46
3.8.1. Factor de Seguridad.....	47
3.8.2. Método de Equilibrio Límite	48

3.8.3. Modelación Mediante el Programa Slope/W - GeoStudio.....	48
3.8.3.1. Análisis en Condición Estática.....	49
3.8.3.2. Análisis en Condición Pseudo Estática	50
3.9. Análisis de Resultados	51
CAPÍTULO IV.....	52
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	52
4.....	52
4.1. Introducción	52
4.2. Análisis de Cargas.....	53
4.2.1. Combinaciones de Carga.....	53
4.2.2. Carga del Vehículo de Diseño.....	54
4.3. Prediseño de Elementos Estructurales.....	55
4.3.1. Prediseño de la Losa.....	56
4.3.2. Prediseño de Vigas Principales	57
4.3.3. Prediseño de Vigas de Amarre	58
4.4. Diseño de Elementos Estructurales	58
4.4.1. Diseño de Losa	58
4.4.2. Diseño de Viga	63
4.4.3. Configuración estructural.....	74
4.5. Anclajes.....	76

4.6. Comparación de Resultados	77
4.6.1. Losa de Hormigón Armado	77
4.6.2. Vigas.....	78
4.6.3. Anclajes	80
4.6.4. Comparación de Costos Totales	81
CAPÍTULO V	82
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	82
5.....	82
5.1. Conclusiones	82
5.2. Recomendaciones.....	83
CAPÍTULO VI.....	85
REFERENCIAS.....	85

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación de la provincia de Pichincha en Ecuador.....	6
Ilustración 2. Ubicación de Quito en la provincia de Pichincha.	6
Ilustración 3. Ubicación de Llano Chico en el Cantón Quito.	7
Ilustración 4. Ubicación del "talud 1" en la Av. Carapungo, escala:1:1200.	8
Ilustración 5. Superficie obtenida en Autodesk Civil 3D.	11
Ilustración 6. Perfiles transversales.....	12
Ilustración 7. Esquema referencial del Plano Topográfico.	13

Ilustración 8. Estratigrafía de Quito y alrededores.....	16
Ilustración 9. Columna estratigráfica de la Quebrada Chaquishcahuayco.....	19
Ilustración 10. Extracto de la carta Geológica Chaupicruz.....	20
Ilustración 11. Mapa de Ubicación de trabajos de campo.	22
Ilustración 12. Esquema de Ubicación de los Trabajos de Campo Sobre el Talud.	23
Ilustración 13. Obtención de muestras inalteradas de la pared del talud.	24
Ilustración 14. Zonificación sísmica del Ecuador.....	33
Ilustración 15. Perfil Estratigráfico del Talud.....	40
Ilustración 16. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición estática sin estructura.....	49
Ilustración 17. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición estática con estructura.....	50
Ilustración 18. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición pseudo-estática sin estructura.	50
Ilustración 19. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición pseudo-estática con estructura.....	51
Ilustración 20. Deslizamiento al borde de la avenida Carapungo.....	52
Ilustración 21. Vista posterior del Camión HS-MOP.....	54
Ilustración 22. Vista lateral del Camión HS-MOP.....	54
Ilustración 23. Captura del Programa SAP2000 de la deflexión máxima en losa.	59
Ilustración 24. Diagrama de colores de la losa (SAP2000), donde se representan sus valores de momento.....	60

Ilustración 25. Sección representativa de 25x25cm de losa, donde se encuentra el mayor valor de momento positivo.....	61
Ilustración 26. Sección representativa de 25x25cm de losa, donde se encuentra el mayor valor de momento negativo.....	62
Ilustración 27. Esquema de armado de losa.....	63
Ilustración 28. Deflexión producida en la viga en el tramo que se encuentra en volado..	63
Ilustración 29. Detalle de armado de viga.....	74
Ilustración 30. Implantación de la estructura.	74
Ilustración 31. Vista 3D.	75
Ilustración 32. Corte 2-2.	75
Ilustración 33. Corte 3 - 3.	76
Ilustración 34. Reacciones en los nudos de la viga de hormigón armado.....	76
Ilustración 35. Detalle de sección y armado de losa propuesta.....	77
Ilustración 36. Detalle de sección y armado de losa construida.	78
Ilustración 37. Sección transversal de la viga propuesta.....	79
Ilustración 38. Detalle de sección y armado de viga construida.	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ubicación en Coordenadas UTM – Datum WGS – 84 del proyecto. Fuente: GPS Garmin GPSMAP78s.....	8
Tabla 2. Ubicación en Coordenadas TMQ – Datum WGS – 84 del proyecto. Fuente: Autor	10
Tabla 3. Puntos de control utilizados en el levantamiento topográfico. Fuente: Autor.	12

Tabla 4. Coordenadas de Ubicación de los trabajos de campo. Fuente: GPS Garmin GPSMAP78s.	22
Tabla 5. Valores de N SPT de campo. Fuente: Informe de mecánica de Suelos.	25
Tabla 6. Diámetros de los tamices normalizados. Fuente: ASTM D - 422, 1963	30
Tabla 7. Resultados de clasificación SUCS. Fuente: Autor.....	31
Tabla 8. Resultados del ensayo triaxial UU. Fuente: Autor.....	32
Tabla 9. Valores del factor Z, en función de la zona sísmica. Fuente: (NEC - SE - DS, 2015).	32
Tabla 10. Variación de la eficiencia del martillo. Fuente: (Das B. A., 2016).....	35
Tabla 11. Variación del factor corrección por diámetro de perforación. Fuente: (Das B. A., 2016)	35
Tabla 12. Variación del factor de corrección por tipo de muestreador. Fuente: (Das B. A., 2016)	36
Tabla 13. Variación del factor de corrección por longitud de la barra. Fuente: (Das B. A., 2016)	36
Tabla 14. Resumen de la información obtenida a partir del ensayo SPT. Fuente: Autor .	38
Tabla 15. Resumen de la información obtenida a partir de las correlaciones del ensayo SPT. Fuente: Autor	39
Tabla 16. Factores de forma y profundidad. Fuente: (Das B. , 2012).....	42
Tabla 17. Carga permisible por la ecuación general de la capacidad de carga. Fuente: Autor	43
Tabla 18. Datos a ingresar en el cálculo de la capacidad admisible. Fuente: Autor.....	44
Tabla 19. Factores de seguridad por corte mínimos. Fuente: (NEC - SE - GC, 2015).....	47

Tabla 20. Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes. Fuente: (Suarez, 1998).....	48
Tabla 21. Resumen de resultados obtenidos mediante el programa Slope. Fuente: Autor	51
Tabla 22. Combinaciones de Carga. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)	53
Tabla 23. Factores de Reducción de Resistencia. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015).....	56
Tabla 24. Espesor mínimo de losas macizas en una dirección. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)	57
Tabla 25. Deflexión Máxima admisible calculada. Fuente: (ACI 318S-14, 2014).....	59
Tabla 26. Momento positivo en los nudos 851 y 235 de la sección representativa de la losa. Fuente: Autor	61
Tabla 27. Momento positivo en los nudos 17 y 869 de la sección representativa de la losa. Fuente: Autor	62
Tabla 28. Datos de entrada para el método de Winkler. Fuente: Autor.....	64
Tabla 29. Constantes de integración. Fuente: (Sánchez A. G., 2017).....	67
Tabla 30. Tabla de constantes de integración. Fuente: Autor.....	67
Tabla 31. constantes de cálculo de las expresiones finales de fuerzas y deformaciones para vigas de sección constante. Fuente: Autor	68
Tabla 32. Valores de las expresiones finales de fuerzas y deformaciones. Fuente: (Sánchez A. G., 2017).....	69
Tabla 33. Tabla de resultados mediante el método de Winkler. Fuente: Autor.....	70
Tabla 34. Resumen de costo de construcción de losa. Fuente: Autor.....	78
Tabla 35. Resumen de costo de construcción de vigas. Fuente: Autor.....	80
Tabla 36. Resumen de costo de construcción de anclajes. Fuente: Autor	80
Tabla 37. Resumen de costos totales de construcción. Fuente: Autor	81

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Coeficiente sísmico horizontal. Fuente: (NEC - SE - GC, 2015)	33
Ecuación 2. Coeficiente sísmico vertical. Fuente: (FHWA, 2009).....	34
Ecuación 3. Valor corregido de N. Fuente: (Das B. A., 2016)	34
Ecuación 4. N_{spt} corregido para condiciones de campo. Fuente: (Das B. A., 2016).....	35
Ecuación 5. Factor de corrección para arenas sobre consolidadas. Fuente: (Skempton, 1986)	36
Ecuación 6. Ángulo de fricción por Hatanaka & Uchida, 1989.....	37
Ecuación 7. Ángulo de fricción. Fuente: Autor.	37
Ecuación 8. Cohesión por Terzaghi & Peck, 1967.	37
Ecuación 9. Cohesión. Fuente: Autor.	37
Ecuación 10. Capacidad de carga admisible. Fuente: (Das B. , 2012)	41
Ecuación 11. Ecuación General de la Capacidad de Carga. Fuente: (Das B. , 2012).....	41
Ecuación 12. Capacidad de carga última de Terzaghi. Fuente: (Das B. , 2012).....	44
Ecuación 13. Factor debido a la cohesión. Fuente: (Guerrón, 2012).....	44
Ecuación 14. Factor debido a la sobrecarga. Fuente: (Guerrón, 2012).....	44
Ecuación 15. Factor debido al peso del suelo. Fuente: (Guerrón, 2012)	44
Ecuación 16. Módulo de Balasto. Fuente: (Sánchez A. G., 2017).....	45
Ecuación 17. Factor de Seguridad por fuerzas. Fuente: (Suarez, 1998)	47
Ecuación 18. Factor de Seguridad por Momentos. Fuente: (Suarez, 1998).....	47
Ecuación 19. Combinación de carga de diseño. Fuente: (ACI 318S-14, 2014).....	53
Ecuación 20. Cuantía mecánica. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)	61

Ecuación 21. Cuantía de diseño. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)..... 61

Ecuación 22. Inercia de la sección de la viga. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)..... 64

Ecuación 23. Longitud característica de la viga. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)..... 65

Ecuación 24. Acero requerido a flexión. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015) 71

Ecuación 25. Acero mínimo. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015) 71

Ecuación 26. Cuantía máxima permisible para zonas sísmicas. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015) 72

Ecuación 27. Cuantía de acero. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015) 72

RESUMEN

La avenida Carapungo debido a que se encuentra bordeando la quebrada de Chaquishcahuayco y por contar con pendientes transversales altas y un sistema de drenaje insuficiente sufrió un deslizamiento el 17 de marzo de 2016 en uno de sus taludes el cual se encuentra a 50 m del puente sobre la quebrada de Chaquishcahuayco, por tal motivo, la circulación vehicular se vio impedida afectando así a los moradores del sector.

Debido a la gran importancia de la avenida Carapungo la Empresa Pública de Movilidad y Obras Públicas con el fin de satisfacer las necesidades de la población antes mencionada y salvaguardar su seguridad realizó el diseño y posterior construcción de una estructura sobre el denominado “talud 1”, conformada de 12 vigas unidas por vigas de amarre, las cuales se fijaron al terreno de la vía por medio de 24 anclajes (2 por viga), este sistema está en su mayor parte apoyado en la vía existente y sustituye la porción de aproximadamente 1.5 metros de la vía que se erosionó y desprendió producto de la escorrentía superficial.

La finalidad del presente estudio es realizar una comparación técnica de la obra construida que luego de realizar el procesamiento de la topografía, realizar un análisis geotécnico y de estabilidad de taludes, finalmente en base a ello se diseña la estructura propuesta.

ABSTRACT

Carapungo Avenue because it is bordering the Chaquishcahuayco ravine and because it has high transverse slopes and an insufficient drainage system suffered a landslide on March 17, 2016 on one of its slopes, which is 50 m from the bridge over the Chaquishcahuayco ravine, for this reason, vehicular circulation was impeded, thus affecting the residents of the sector.

Due to the great importance of Carapungo Avenue, the Public Company for Mobility and Public Works in order to satisfy the needs of the aforementioned population and safeguard its safety, designed and subsequently built a structure on the so-called "slope 1", Made up of 12 beams joined by mooring beams, which were fixed to the terrain of the track by means of 24 anchors (2 per beam), this system is for the most part supported on the existing track and replaces the portion of approximately 1.5 meters of the road that was eroded and detached due to surface runoff.

The purpose of this study is to carry out a technical comparison of the built work, which after carrying out the topography processing, carrying out a geotechnical and stability analysis of slopes, finally based on this, the proposed structure is designed.

PALABRAS CLAVE

SPT, ensayo triaxial, estabilidad de taludes, Janbu, Meyerhof, diseño estructural

KEYWORDS

SPT, triaxial test, slope stability, Janbu, Meyerhof, structural design

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. Planteamiento del problema

La avenida Carapungo debido a que se encuentra bordeando la quebrada de Chaquishcahuayco y por contar con pendientes transversales altas y un sistema de drenaje insuficiente sufrió un deslizamiento el 17 de marzo de 2016 en uno de sus taludes el cual se encuentra a 50 m del puente sobre la quebrada de Chaquishcahuayco, por tal motivo, la circulación vehicular se vio impedida afectando así a los moradores del sector.

Esta vía es de vital importancia ya que sirve de bypass desde la avenida Simón Bolívar a la altura de Llano Chico hacia Calderón, también cabe resaltar que la avenida Carapungo sirve de conexión entre la parroquia de Llano Chico y la comuna de Llano Grande perteneciente a la parroquia de Calderón.

Debido a la gran importancia de la avenida Carapungo la Empresa Pública de Movilidad y Obras Públicas con el fin de satisfacer las necesidades de la población antes mencionada y salvaguardar su seguridad realizó el diseño y posterior construcción de una estructura sobre el denominado “talud 1”, conformada de 12 vigas unidas por vigas de amarre, las cuales se fijaron al terreno de la vía por medio de 24 anclajes (2 por viga), este sistema está en su mayor parte apoyado en la vía existente y sustituye la porción de aproximadamente 1.5 metros de la vía que se erosionó y desprendió producto de la escorrentía superficial.

1.2. Justificación

El planteamiento de un correcto análisis estructural en cuanto a cumplir con los respectivos procedimientos y normativas de diseño geológico – geotécnico y estructural es uno de los pasos

más importantes al momento de ejecutar una obra civil, debido a que de esto dependerá la duración de la obra como también la seguridad de los usuarios que se benefician de ella.

La razón del presente análisis es la implementación de las normas de construcción nacionales e internacionales así como los métodos adecuados de diseño acordes con el tipo de obra, observando la resistencia de los materiales y el correcto diseño de las secciones de hormigón en conjunto con su respectivo armado, lo cual influirá en la duración de la obra así como en la definición de su geometría de tal manera que no exista un sobre dimensionamiento de ningún elemento evitando así gastos innecesarios en material y mano de obra.

Dado que esta obra civil tendrá un uso constante de peatones que visitan el Santuario de la Virgen de Chaquishcahuayco, así como los aproximadamente 1500 vehículos que circulan por ella diariamente (Guamán, 2014), cifra que se encuentra en constante aumento debido al crecimiento de la ciudad y su número de habitantes hacia el norte, es necesario que cumpla con los estándares de seguridad brindando comodidad y confort a sus usuarios.

1.3. Importancia

La avenida Carapungo al ser una vía que comunica a las poblaciones de Llano Grande, Llano Chico, Calderón, entre otras, cumple un importante papel en cuanto al desarrollo de estas poblaciones, las cuales se encuentran en constante expansión y ascenso de su economía, esto en base a sus principales actividades las cuales son la crianza de animales y la siembra de algunas plantas medicinales y alimenticias, favorecidos por las condiciones geográficas y climáticas del lugar.

Tomando en cuenta que en las proximidades de esta avenida se encuentran 7 centros educativos entre primaria y secundaria, un centro de salud, un mercado y un asilo de ancianos, la

necesidad de vías en buen estado se convierte en prioridad debido a que diariamente por esta avenida circulan alrededor de 1500 vehículos (Guamán, 2014).

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Analizar y verificar que la solución constructiva presentada ante el deslizamiento de la calle Carapungo cumpla con las condiciones de seguridad necesarias para el tránsito normal sobre la vía.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Realizar el modelo geológico - geotécnico en base al estudio de mecánica de suelos y geotecnia.
- Realizar el análisis estático y pseudo dinámico de estabilidad del talud.
- Realizar el análisis y diseño de la estructura compuesta por vigas principales, vigas de amarre, anclajes y losa.
- Realizar la comparación técnica de la opción A (estructura construida) y la opción B (estructura propuesta).

1.5. Ubicación

1.5.1. Localización General del Proyecto

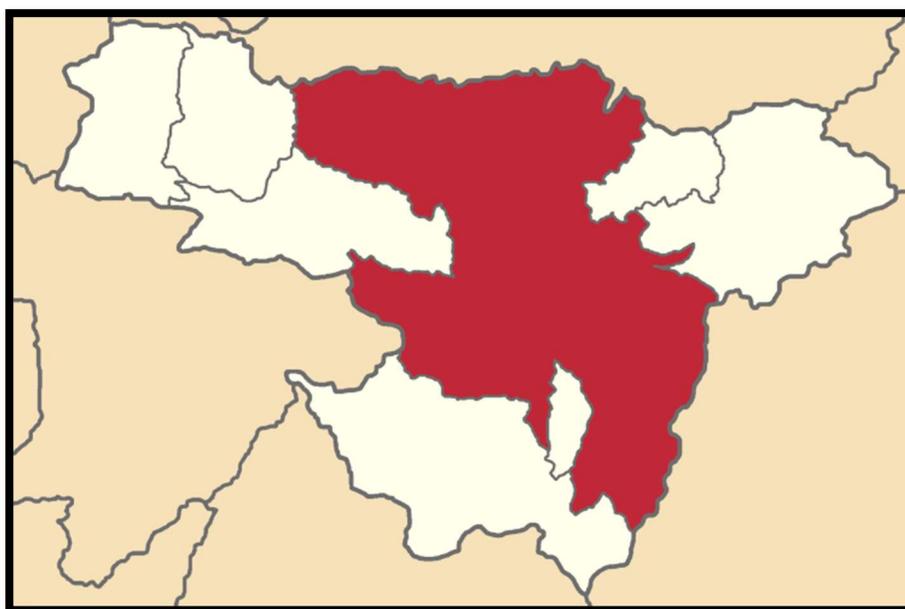
La Avenida Carapungo se encuentra ubicada en la provincia de Pichincha, parroquia Llano Chico al nororiente del cantón Quito, limitado al norte por Calderón, al sur por Zambiza, al occidente por el Distrito Metropolitano de Quito y al oriente por Puenbo.

Ilustración 1. Ubicación de la provincia de Pichincha en Ecuador.



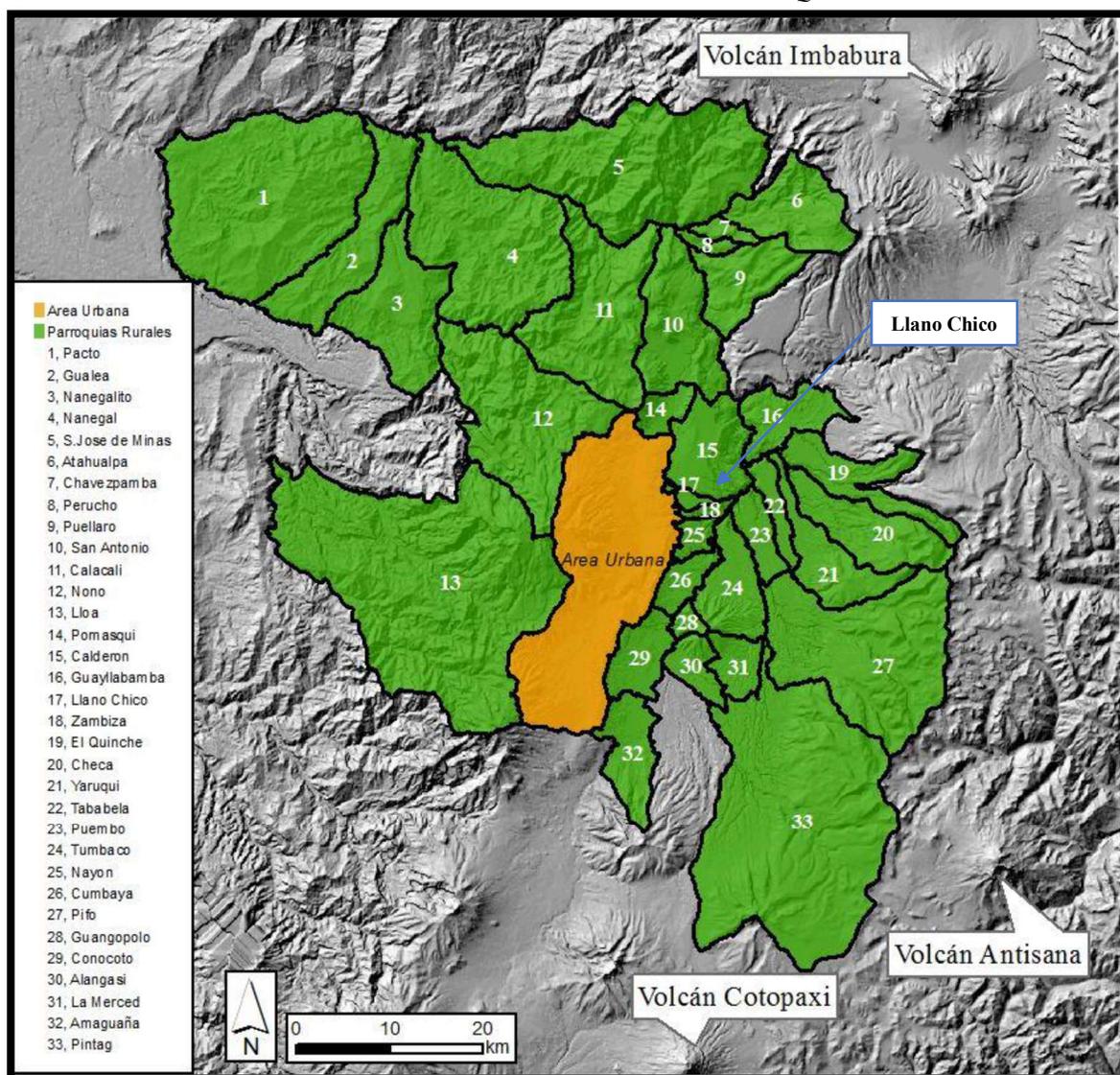
*Fuente: (Wikipedia, 2019), obtenido de:
[https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Pichincha#/media/Archivo:Pichincha_in_Ecuador_\(+Galapagos\).svg](https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Pichincha#/media/Archivo:Pichincha_in_Ecuador_(+Galapagos).svg)*

Ilustración 2. Ubicación de Quito en la provincia de Pichincha.



*Fuente: (Wikipedia, 2019), obtenido de:
https://es.wikipedia.org/wiki/Distrito_Metropolitano_de_Quito#/media/Archivo:Pichincha_-_Quito.png*

Ilustración 3. Ubicación de Llano Chico en el Cantón Quito.



Fuente: (Wikipedia, 2019), obtenido de:

[https://es.wikipedia.org/wiki/Llano_Chico_\(parroquia\)#/media/Archivo:Mapa_Parroquia_Llano_Chico_\(Quito\).svg](https://es.wikipedia.org/wiki/Llano_Chico_(parroquia)#/media/Archivo:Mapa_Parroquia_Llano_Chico_(Quito).svg)

1.5.2. Localización Específica del Proyecto

El denominado “talud 1” de la quebrada de Chaquishcahuayco, se encuentra ubicado al nororiente del Distrito Metropolitano de Quito, en la Av. Carapungo, a aproximadamente 2 kilómetros de la Avenida Simón Bolívar al nororiente de Quito como se muestra en la Ilustración 4 y sus coordenadas UTM – WGS84 se muestran en la Tabla 1.

Ilustración 4. Ubicación del "talud 1" en la Av. Carapungo, escala:1:1200.



Fuente: (Google Earth, 2019)

Tabla 1. Ubicación en Coordenadas UTM – Datum WGS – 84 del proyecto. Fuente: GPS Garmin GPSMAP78s.

Abscisa	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)
1+037	9986378.28	784493.74	2401

1.6. Marco Metodológico

Para el análisis de la solución constructiva, se procederá de la siguiente manera:

- Con la ayuda del programa Autodesk Civil 3D 2019 se procederá con el procesamiento de la información topográfica previamente provista por la Dirección de Infraestructura de la

EPMMOP con fines académicos, de la cual se obtendrá el plano topográfico con sus respectivas secciones transversales.

- A través de la información obtenida del estudio de mecánica de suelos, de ensayos de campo (toma de muestras inalteradas, ensayo SPT e inspección visual de las muestras) y ensayos de laboratorio (determinación del contenido de humedad, análisis granulométrico, límites de Atterberg, Clasificación de suelos SUCS y ensayo triaxial), se obtendrá el modelo geológico – geotécnico del tramo en estudio.
- Mediante el Software Slope/W - GeoStudio 2012, se realizará un análisis de estabilidad estática y pseudo estática del talud, utilizando como datos de entrada la información obtenida del del modelo geológico – geotécnico elaborado con anterioridad.
- Una vez definida la topografía y las propiedades mecánicas del suelo se procederá a diseñar la estructura utilizando la norma, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 (NEC – SE – GC y NEC – SE – DS) y ACI 318 - 14, las cuales darán los lineamientos para el diseño y dimensionamiento de la estructura de hormigón.
- Mediante el Programa CSI (Computers & Structures Inc.) SAP2000, se procederá a modelar la estructura a fin de comprobar que el diseño obtenido en el paso anterior sea satisfactorio.
- Una vez realizados los diseños se procederá a comparar la estructura ya construida con la estructura propuesta a fin de determinar si la estructura actual cumple con los requisitos económicos y de seguridad, además de obtener conclusiones y recomendaciones sobre futuras construcciones de este tipo.

CAPÍTULO II

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.1. Antecedentes

Ante el deslizamiento de la mesa de la Avenida Carapungo sobre el denominado “talud 1” ubicado al borde de la quebrada de Chaquishcahuayco, la Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas (EPMMOP), con el fin de rehabilitar la vía en mención y brindar el confort y seguridad a los usuarios, realizó el levantamiento topográfico del área afectada como uno de los pasos preliminares al diseño de la estructura con el fin de establecer la ubicación del proyecto y sobre esta topografía implantar la estructura.

2.2. Sistema de Coordenadas

La topografía proporcionada por la Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas (EPMMOP), se encuentra en el sistema de referencia espacial para el Distrito Metropolitano de Quito – SIRES-DMQ, sistema de coordenadas TMQ – Datum WGS – 84, zona 17 sur.

2.3. Ubicación del Proyecto

Las coordenadas en las que se encuentra implantado el proyecto, expresadas en el sistema TMQ – Datum WGS – 84, zona 17 sur se muestran en la Tabla 2:

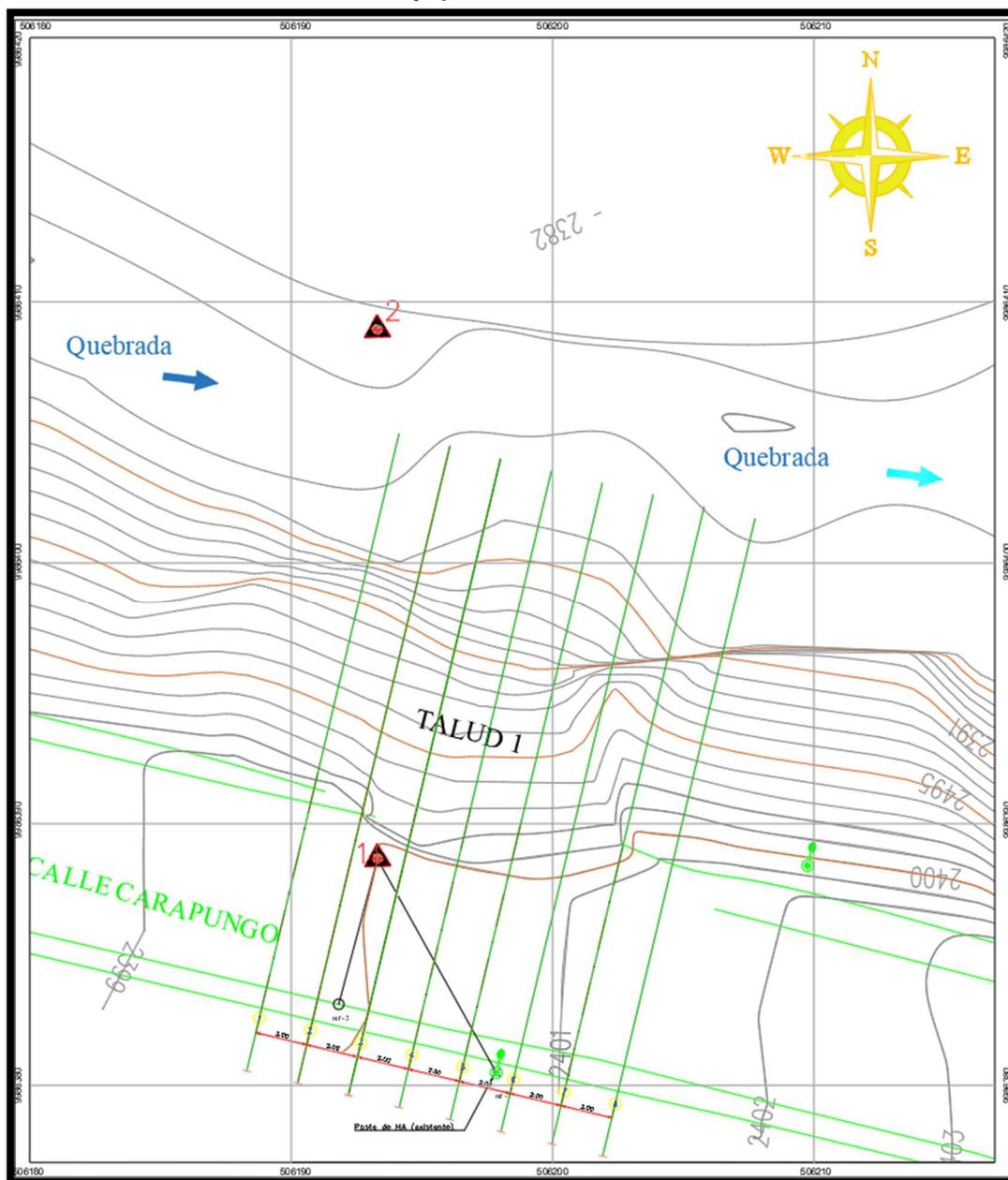
Tabla 2. Ubicación en Coordenadas TMQ – Datum WGS – 84 del proyecto. Fuente: Autor

Abscisa	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)
1+037	99863389	506193	2401

2.4. Procedimiento

A partir del levantamiento topográfico en el que se utilizó 1 GPS de precisión y una estación total Sokkia FX-105, se ha obtenido una nube de 319 puntos, en base a 4 puntos de control, como se muestra en la Tabla 3, mediante los cuales se representa la superficie del terreno de estudio, una vez procesada en el programa Autodesk Civil 3D, como se muestra en la ilustración 5.

Ilustración 5. Superficie obtenida en Autodesk Civil 3D.



Fuente: Autor.

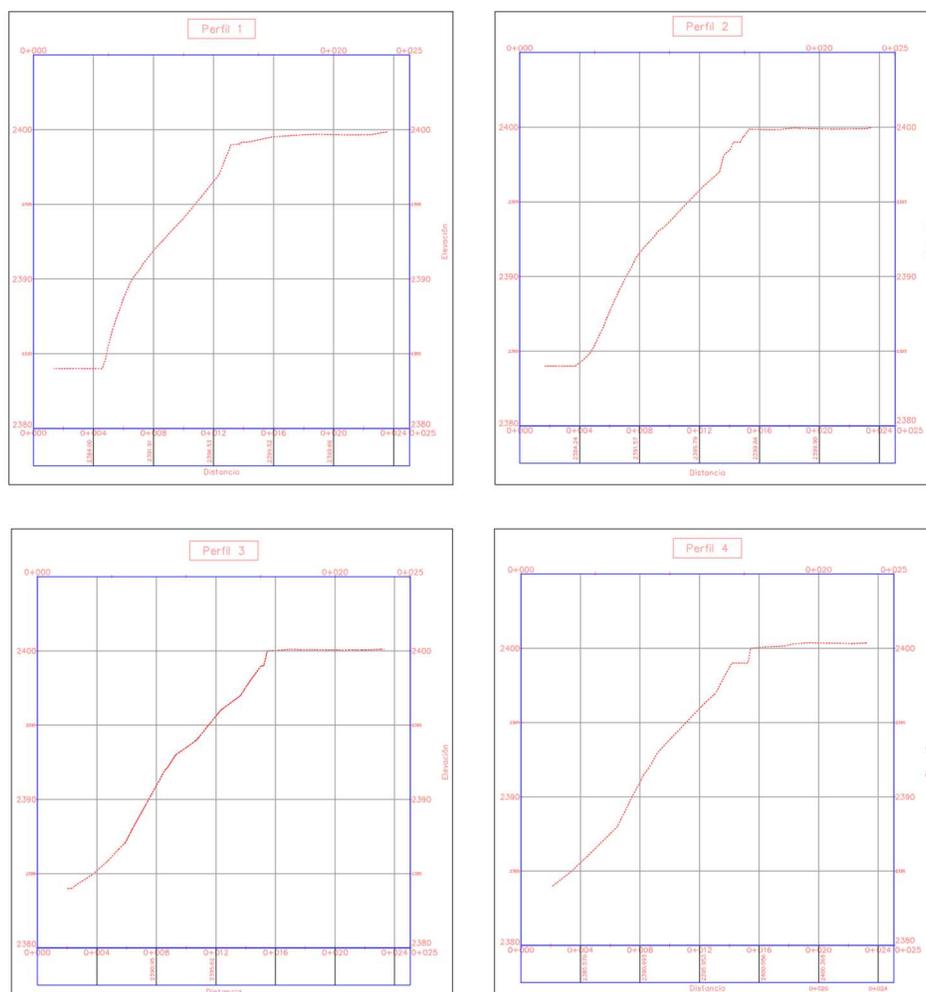
Tabla 3. Puntos de control utilizados en el levantamiento topográfico. Fuente: Autor.

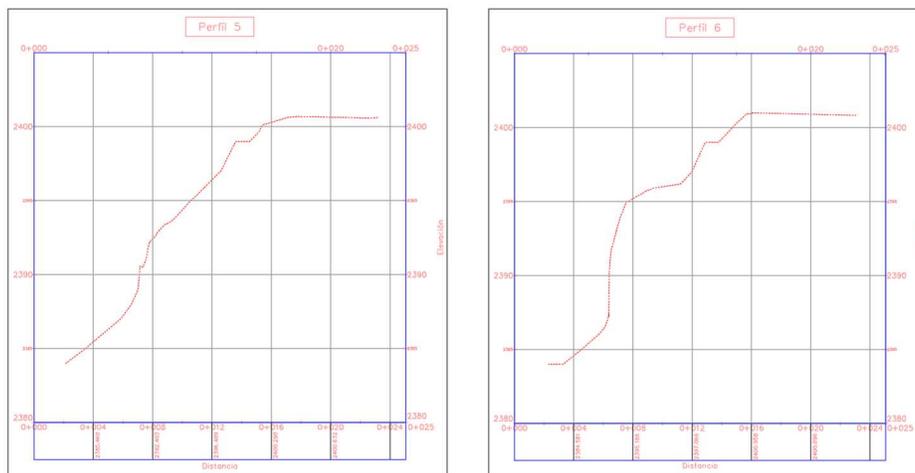
UBICACIÓN	COORDENADAS		ELEVACIÓN
	NORTE	ESTE	
Pto. Control 1	99863389,261	506193,239	2400,00
Pto. Control 2	9986402,411	506142,822	2394,98
Ref. 2	9986383,697	506191,753	2400,66
Ref. 1	9986407,099	506191,753	2400,71

Sistema de Referencia Espacial para el Distrito Metropolitano de Quito - SIRES-DMQ
Sistema de Coordenadas: TMQ - Datum: WGS84 - Zona 17Sur

De la superficie obtenida, se procede a generar 8 perfiles transversales del talud cada 2 metros dentro del área de estudio, como se muestra en la Ilustración 6, donde se implantará la estructura, los cuales se utilizarán posteriormente en el estudio de estabilidad del talud.

Ilustración 6. Perfiles transversales.

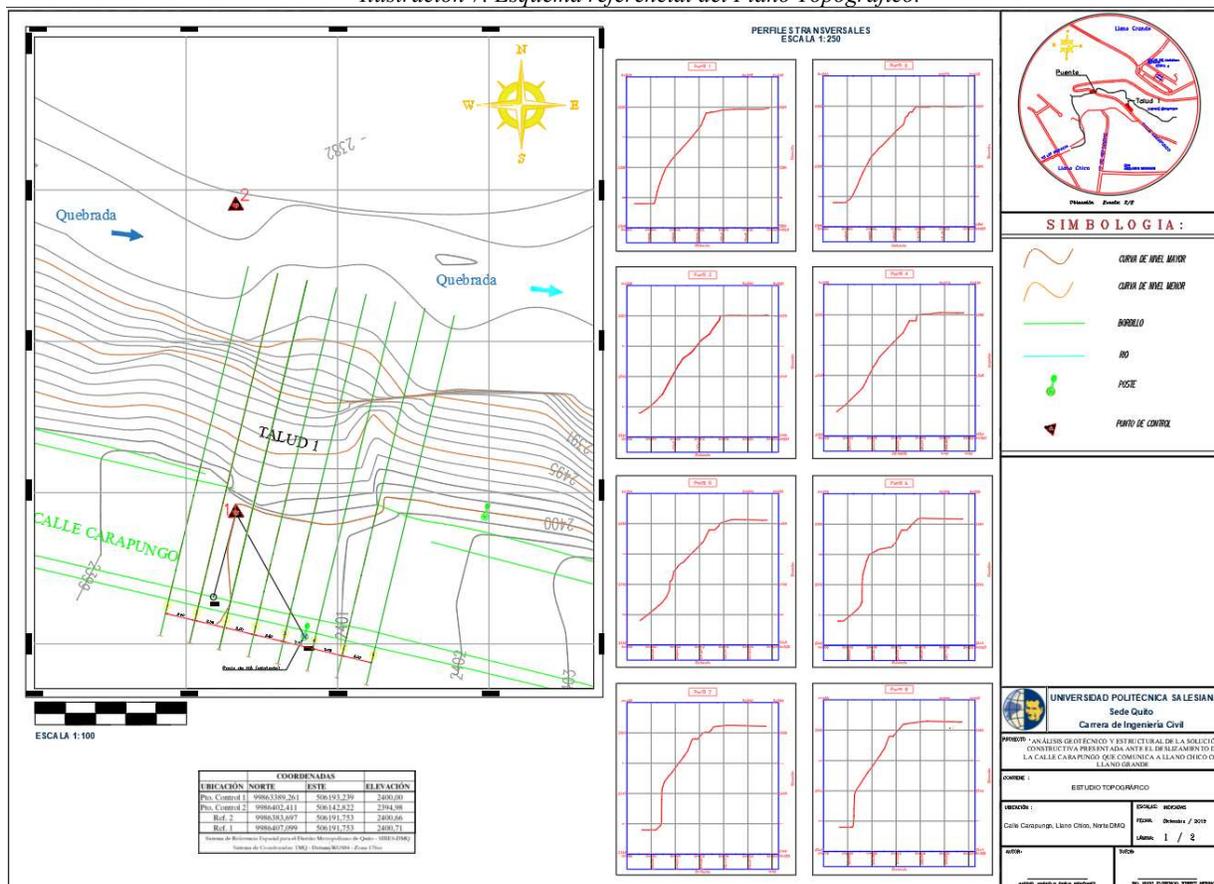




Fuente: Autor.

La recopilación de toda esta información se muestra en la Ilustración 7 y se podrá ver más a detalle en el ANEXO 1: Plano Topográfico.

Ilustración 7. Esquema referencial del Plano Topográfico.



Fuente: Autor

CAPÍTULO III

ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

3.1. Antecedentes

La Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas, solicita se realice un estudio de mecánica de suelos, el cual fue llevado a cabo por el Laboratorio de Resistencia de Materiales, Mecánica de suelos, Pavimentos y Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Los resultados de dicho informe servirán para realizar el posterior perfil geológico – geotécnico y el análisis de estabilidad del talud de la avenida Carapungo, parroquia Llano Chico, en el cual se presentó un deslizamiento, poniendo en riesgo la mesa de la vía como a los usuarios de la misma.

3.2. Objetivos

3.2.1. Objetivos Generales

Realizar el perfil geológico – geotécnico para la posterior evaluación de estabilidad del talud donde se encuentra implantada la solución constructiva actual.

3.2.2. Objetivos Específicos

- Recopilar información del sitio donde se realizará el estudio geotécnico, determinando las posibles afectaciones y limitantes a la implantación la obra.
- Obtener información geomorfológica, tectónica y de estructura geológica del área de estudio.
- Establecer e indicar los ensayos que se han realizado para el posterior diseño y construcción de la estructura.

- Generar el modelo estático y pseudo - estático de estabilidad del talud.
- Analizar los resultados de los ensayos realizados tanto en campo como en laboratorio.

3.3. Alcance

El presente estudio tiene como finalidad realizar el perfil geológico – geotécnico del talud ubicado en la avenida Carapungo la cual presentó un deslizamiento producto de la erosión causada por la escorrentía superficial.

Con este fin se ha realizado una perforación SPT en la corona del talud, de donde se obtuvieron 30 muestras alteradas de las cuales se determinó: contenido de humedad, análisis granulométrico, límite líquido y plástico para la clasificación de muestras alteradas en laboratorio; además se obtuvo 1 muestra inalterada a 6 metros de profundidad a la cual se le realizó un ensayo triaxial UU.

Con la información obtenida de los trabajos de campo y laboratorio se realizará el análisis de estabilidad del talud en estudio de donde se determinará si es necesario tomar medidas para estabilizar la mesa de la vía.

3.4. Descripción Geológica

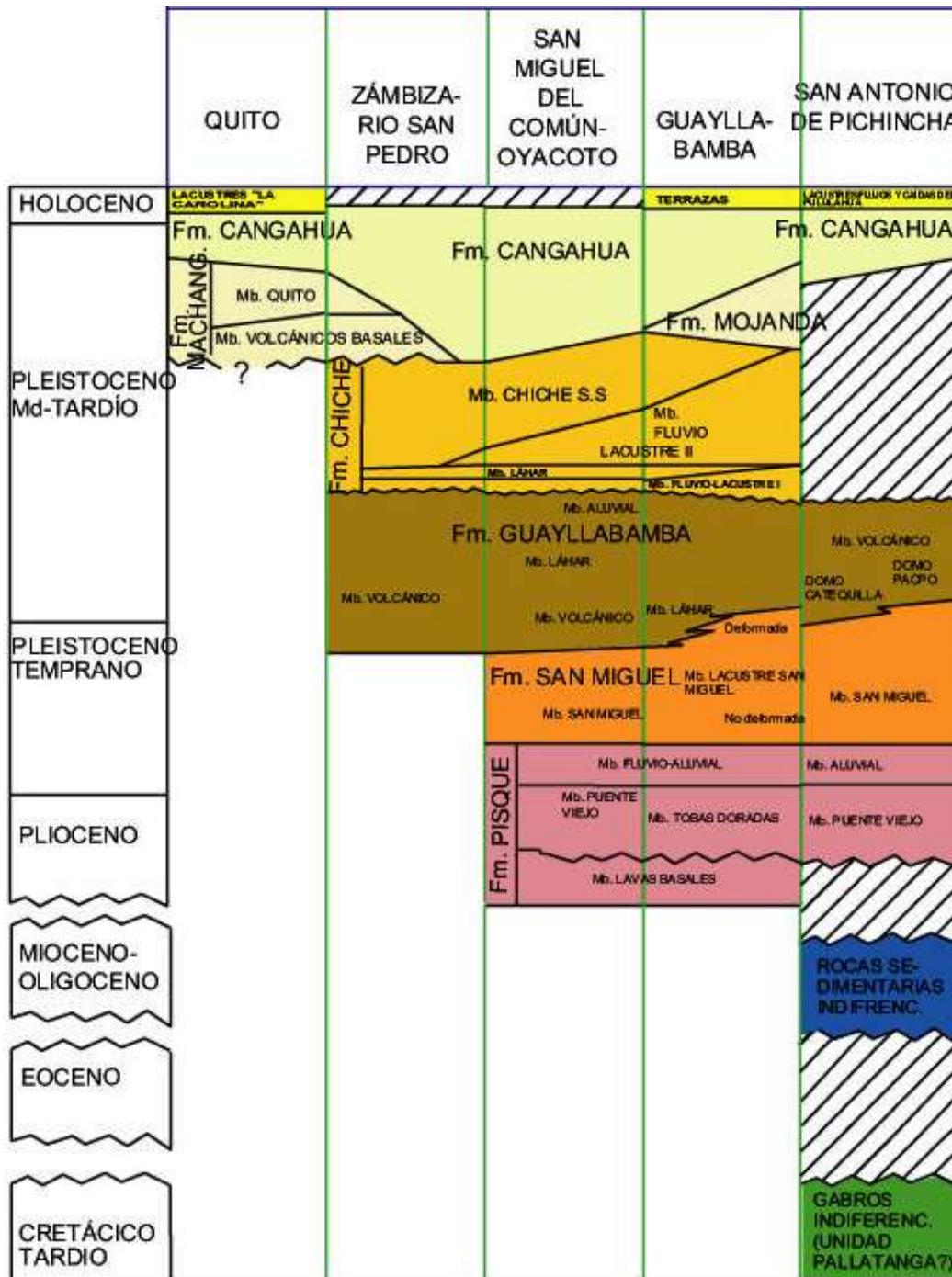
3.4.1. Geología Regional

Las rocas sedimentarias de la cuenca de Quito, San Antonio, y Guayllabamba se superponen de manera inconformada a cualquiera de los dos tipos de rocas basálticas de la unidad cretácea de Pallatanga (CO) o rocas volcánicas del Plioceno de la Formación basal Pisque (Villagómez, 2003).

La secuencia sedimentaria más joven consiste en un complejo de pilas de depósitos volcánicos y volcanoclásticos (Villagómez, 2003). Las edades radiométricas de los estratos son

raras, aunque las correlaciones entre edificios volcánicos y los estratos sugirieren que la secuencia de la cuenca es 6–5 Ma (W. Winkler, 2004).

Ilustración 8. Estratigrafía de Quito y alrededores.



Fuente: (Villagómez, 2003)

La Formación basal Pisque, que incluye un miembro basal de lava, consiste en lavas andesíticas y basálticas superpuestas de manera inconformada por tobas y lahares de la parte inferior de la Formación Pisque (Villagómez, 2003). El miembro basal de lava ha sido correlacionado con los volcanes Casitagua, Culbiche y Chicaloma, que presentan edades de roca entera de 2.25 ± 0.25 , 2.6 ± 0.06 y 3.46 ± 0.1 Ma que coloca formación basal Pisque a finales del plioceno (Barberi, 1988). La Formación San Miguel es una secuencia volcánica rica en toba que prospera hacia el este con depósitos deltaicos y lacustres, estos últimos fueron fuertemente deformados durante el desplazamiento por gravedad en respuesta a la carga ejercida por los lahares más jóvenes depositados durante la deposición de la Formación Guayllabamba (Villagómez, 2003). La Formación Guayllabamba suprayacente registra un período de volcanismo intenso y actividad tectónica compresiva. Al oeste y sur, la deposición volcánica primaria (lavas, flujos piroclásticos, avalanchas) prevalecieron, mientras que, al este, los flujos de lahar llenaron un antiguo lago que existió durante era San Miguel. Las edades radiométricas de los depósitos volcánicos que han sido correlacionados con la formación Guayllabamba (Andesita: 1.62 ± 0.16 Ma (Valverde J, 2002) olita: 0.98 ± 0.13 (Barberi, 1988)), indican las edades de extrusión del pleistoceno.

La Formación Chiche se depositó en calma, en ambientes lacustres y fluviales de baja energía, en las cuencas de Quito y Guayllabamba, aunque varios lahares fluyeron hacia los depocentros. La presencia de los dientes fósiles *Glossotherium* en la parte superior del Chiche se interpreta comúnmente para indicar una edad media del pleistoceno (≈ 0.5 Ma). La deformación compresiva revivió en el área durante las etapas menguantes de deposición de la formación Chiche, cuando los segmentos del sur del sistema de fallas de Quito se activaron (Quito y Botadero). La formación de Machángara suprayacente en el área de Quito, la parte inferior de la cual se compone

de rocas volcánicas primaria y la parte superior de depósitos epiclásticos, muestra geometrías progresivas de discordancia con la de falla de Quito (Villagómez, 2003). La formación de Mojanda al norte se derivó del Pleistoceno medio tardío del complejo volcánico de Mojanda (0.6 Ma roca entera andesita, (Barberi, 1988)). Esta relación estratigráfica sugiere que la falla de Quito ha estado activa recientemente. Tobas de aire sobresalidas, no consolidadas, con distintos intervalos pedogenéticos, constituyen la formación Cangahua, que superpone a las formaciones más antiguas.

La compresión tectónica probablemente ha disminuido durante la deposición de la Formación Chiche, aunque recomenzó desde ~ 0.5 Ma hasta el presente y es responsable de la actividad neotectónica a lo largo de las fallas reversas Quito y Botadero (Villagómez, 2003).

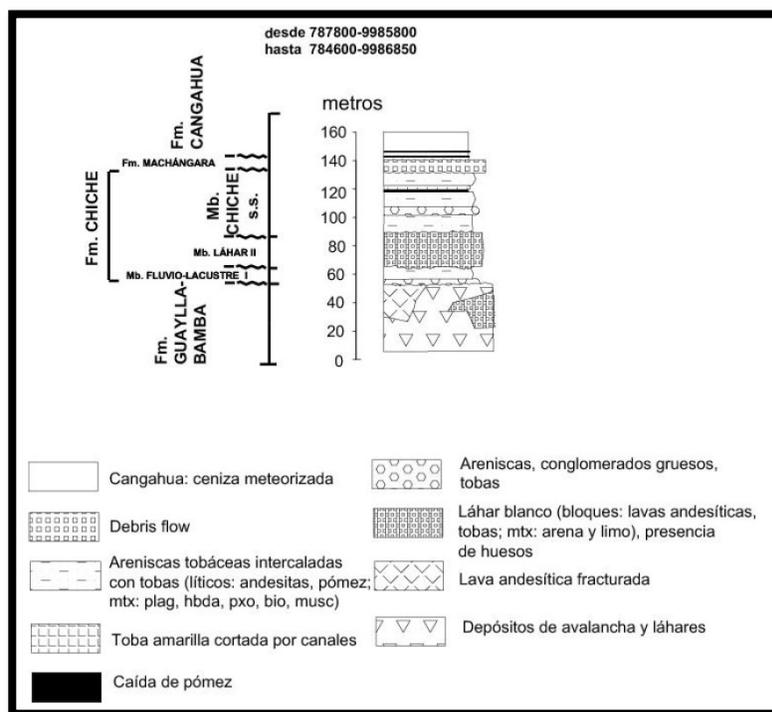
3.4.2. Geología Local

La morfología del sector se encuentra definida desde la parte occidental por el cono aluvial de la antigua quebrada de Ingapirca donde converge a Iñaquito y Cotocollao constituyendo una divisoria de aguas de los drenajes del sector, para posteriormente descender por Pomasqui y San Antonio de Pichincha y en forma más brusca a Calderón y Guayllabamba (Valverde J, 2002).

La profundidad del basamento rocoso al norte de Quito aún no ha sido definida, aunque se estima que el espesor de la corteza continental a nivel de Quito tiene una profundidad de 50 kilómetros aproximadamente (Valverde J, 2002).

De acuerdo con la información obtenida de la carta geológica Chaupicruz, en la parroquia de Llano Chico, norte de Quito la quebrada de Chaquishcahuayco se encuentra sobre la formación Cangahua y Chiche, como se ve en la Ilustración 9 y 10.

Ilustración 9. Columna estratigráfica de la Quebrada Chaquishcahuayco.



Fuente: (Villagómez, 2003)

La cangahua es un depósito constituido por ceniza y toba de color café amarillento, con capas de arena media a gruesa, color gris y estratos de lapilli pumítico color blanco amarillento, formado por aportación volcánica.

La formación Chiche, recibe su nombre por el río Chiche y debido a la influencia de materiales aportados de diferente fuente, se distinguen varias unidades geológicas en esta formación, de donde, dentro del área de estudio se encuentran tobas aglomeráticas y chiche basal.

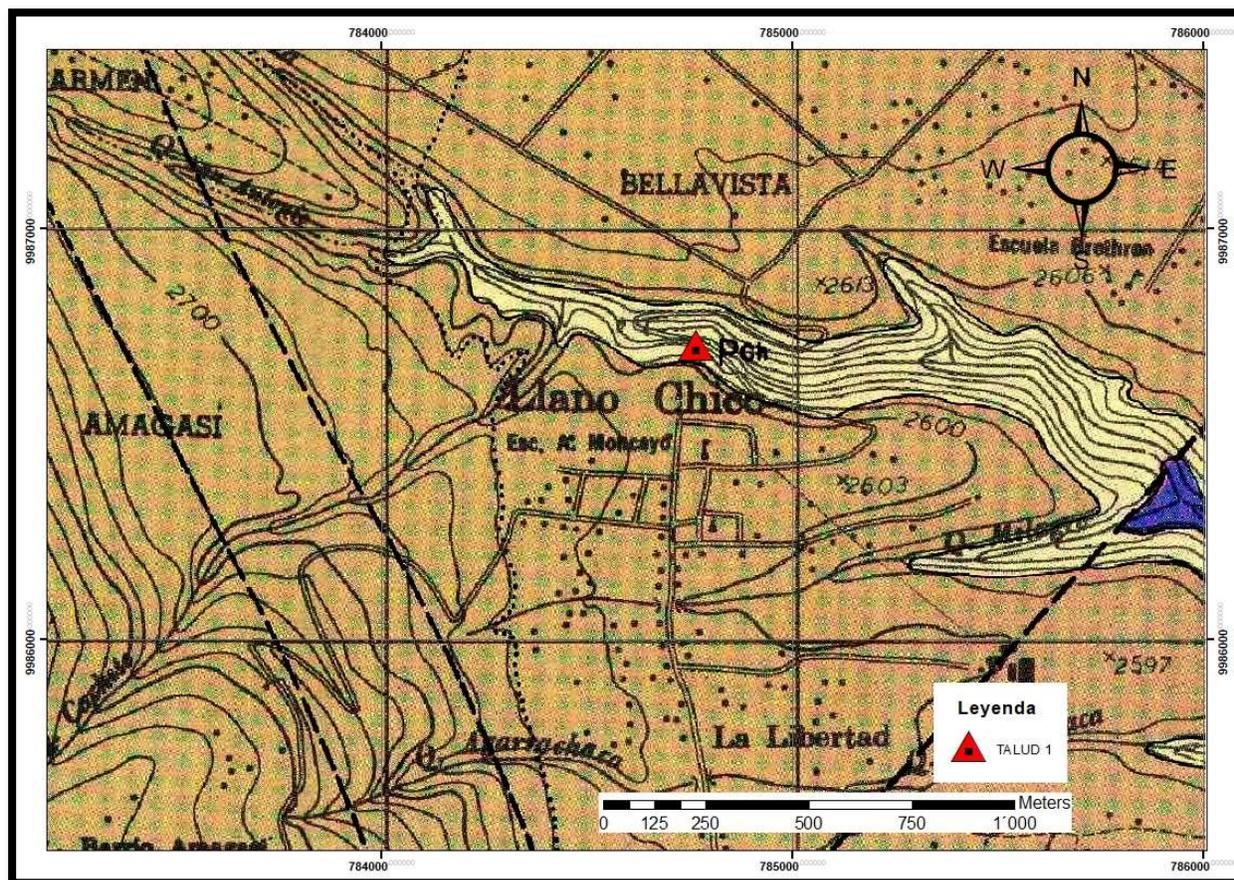
Las tobas aglomeráticas consisten en una mezcla de toba y aglomerado con bloques pequeños aglomeráticos, dentro de una matriz de toba gris clara o crema, los bloques son generalmente angulares a subangulares y a menudo presentan derivado de la Chiche basal.

La Chiche basal presenta una litología variable, constituida por depósitos lacustres y eólicos compactos, formados de tobas amarillas con grietas de desecación interestratificadas, con

arenas grises y cenizas compactas color amarillo oliva que suprayacen a un aglomerado andesítico grueso y tobas basales (IGM, 1982).

De manera general, la zona de la quebrada de Chaquishcahuayco se encuentra dividida en 2 estratos, en su primer estrato a una profundidad de 30 a 60 metros se encuentra ceniza, toba y lapilli de pómez, perteneciente a la formación cangagua inferior. En su segundo estrato, que se divide en superior, a una profundidad de 120 metros se encuentran arenas, limos y arcillas lacustres; medio a una profundidad de 20 a 40 metros se encuentra conglomerado grueso, limos, arenas y pómez lacustres; e inferior a una profundidad de 100 metros se encuentran limos, arcillas y pómez lacustres, a una profundidad de 10 a 40 metros se encuentra toba aglomerática, de 10 a 50 metros se encuentra arenas lacustres de la formación Chiche (IGM, 1982).

Ilustración 10. Extracto de la carta Geológica Chaupicruz.





Fuente: IGM (1982), obtenido de:

http://www.epmmop.gob.ec/epmmop/quitocables_norte/PRODUCTO%201/CAP%20CDTULO%20B.%20GEOLOG%20CDA%20Y%20GEOLOGIA/APENDICES/3.1%20Mapa%20Geologico%20Chaupicruz.pdf

El punto de estudio se encuentra dentro del denominado sistema de fallas de Quito, más en concreto a alrededor de 1 kilómetro de la falla de Ilumbisi – La Bota, que es una estructura de tipo flexuramiento, asociada a una falla inversa más joven, esta falla se encuentra activa desde el Pleistoceno tardío hasta la actualidad. La zona el Batán – La Bota, en su lado es irregular y posee quebradas más profundas.

La velocidad de la falla de Quito se encuentra entre 0.5 a 1 mm por año, mientras que la magnitud máxima de sismo se estima de 6.6 respecto al catálogo histórico de la región (Simbaña, 2015).

3.5. Trabajos de Campo

Con el objeto de recuperar muestras que permitan identificar el perfil estratigráfico del subsuelo en noviembre de 2017 en campo se realizó la toma de 2 muestra superficiales inalteradas tipo bloque a 6 y 15 metros sobre la ladera del talud además de un ensayo SPT de donde se obtuvieron 30 muestras alteradas de suelo en la ubicación que se muestra en la Ilustración 11 y se detallan sus coordenadas en la Tabla 4.

Ilustración 11. Mapa de Ubicación de trabajos de campo.

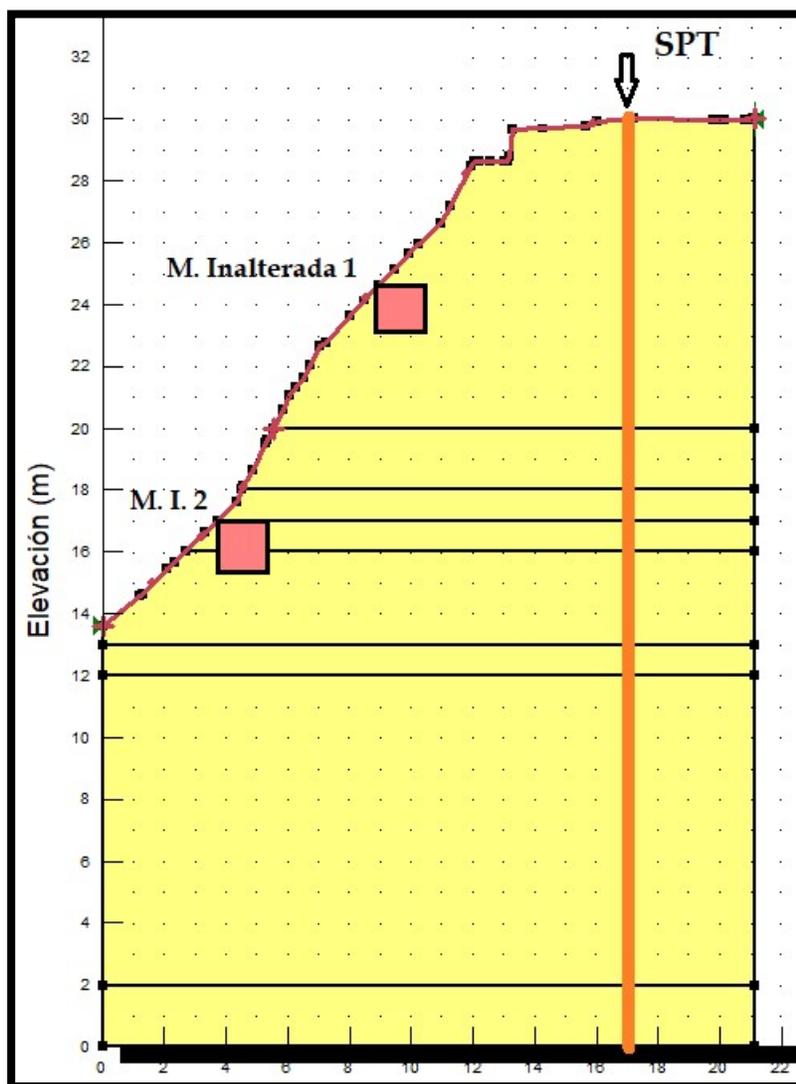


Fuente: Autor.

Tabla 4. Coordenadas de Ubicación de los trabajos de campo. Fuente: GPS Garmin GPSMAP78s.

Nombre	Este	Norte	Cota
BM	784493.634	9986384.051	2401.00
Referencia 1	784507.481	9986374.542	2400.66
Referencia 2	784494.468	9986377.545	2400.71
Ensayo SPT	784498.806	9986384.385	2401.22
Muestra inalterada 1	784498.472	9986388.389	2394.22
Muestra inalterada 2	784499.473	9986392.59	2386.25

Ilustración 12. Esquema de Ubicación de los Trabajos de Campo Sobre el Talud.



Fuente: Autor

3.5.1. Toma de Muestras Inalteradas de la pared del talud

La obtención de muestras superficiales inalteradas en suelos cohesivos, conservando su estado natural respecto a estructura y humedad, que se encuentran en las paredes de pozos o quebradas consiste en retirar la capa vegetal de la pared del talud y rebajar hasta que el terreno descubierto esté totalmente fresco y en condiciones naturales para luego tallar el suelo hasta formar un cubo con cuidado procurando no alterar la muestra, como se observa en la Ilustración 13.

Ilustración 13. Obtención de muestras inalteradas de la pared del talud.



Fuente: cortesía EPMOP.

Luego se procede a recubrir la muestra con parafina hasta formar una capa lo suficientemente sólida, de alrededor de 3 mm de espesor para posteriormente ser transportada al laboratorio.

Se tomaron 2 muestras de suelo, las cuales fueron sometidas a ensayo triaxial.

3.5.2. Ensayo SPT

El ensayo SPT se realizó según norma ASTM D-1586, el cual consiste en determinar la consistencia del suelo a partir de la resistencia a la penetración de una sonda normalizada denominada “Split Barrel” o tubo partido la cual se introduce por medio de impactos.

Esta resistencia se cuantificó mediante un martinete tipo Safety con una masa de 63.5 ± 1 kg, que deberá caer desde una altura de 76 cm de dónde se cuenta el número de golpes N necesarios para introducir el muestreador a una profundidad de 30 cm, de donde se obtuvieron 30 muestras.

Con la finalidad de identificar el perfil estratigráfico del subsuelo, se realizó un sondeo SPT a una profundidad de 30 m a nivel de la vía al talud de estudio, como se indica en el ANEXO 2.

Tabla 5. Valores de N SPT de campo. Fuente: Informe de mecánica de Suelos (2017).

Profundidad SPT (m)	N campo	Profundidad SPT (m)	N campo
1.00	25.00	16.00	80.00
2.00	35.00	17.00	80.00
3.00	29.00	18.00	80.00
4.00	50.00	19.00	80.00
5.00	30.00	20.00	80.00
6.00	47.00	21.00	80.00
7.00	80.00	22.00	80.00
8.00	80.00	23.00	80.00
9.00	80.00	24.00	80.00
10.00	80.00	25.00	80.00
11.00	48.00	26.00	80.00
12.00	80.00	27.00	80.00
13.00	80.00	28.00	80.00
14.00	80.00	29.00	80.00
15.00	80.00		

3.5.3. Descripción Manual – Visual del Suelo

Durante el ensayo SPT, mediante el muestreador de tubo partido se han obtenido 30 muestras alteradas, las cuales han sido identificadas manual y visualmente mediante la norma ASTM D-2488, como se muestra a continuación:

- **De 0.00 a 1.00** - Material de mejoramiento para la capa de rodadura de la vía.
- **De 1.00 a 1.30** - Arena fina de color café en estado seco consistencia suave.
- **De 2.00 a 2.30** - Arena de color café en estado húmedo con una consistencia firme.
- **De 3.00 a 3.30** - Arena de color café consistencia firme y de 3.10 m a 3.30 m una arena fina de consistencia media.

- **De 4.00 a 4.15** - Arena de color café en estado húmedo con una consistencia dura.
- **De 5.00 a 5.30** - Arena limosa de color café claro poco húmedo con una consistencia dura y consistencia media.
- **De 6.00 a 6.30** - Arena limosa de color café claro poco húmedo con una consistencia y plasticidad bajas.
- **De 7.00 a 7.30** - Arena limosa de color café claro en estado húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 8.00 a 8.15** - Arena fina de color café claro en estado húmedo con una consistencia media.
- **De 9.00 a 9.30** - Arena limosa de color café claro poco húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 10.00 a 10.30** - Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura.
- **De 11.00 a 11.45** - Arena de color blanco con una humedad alta en estado suelto, presencia de cal.
- **De 12.00 a 12.15** - Arena de color gris en estado húmedo con grava > 2mm en estado suelto.
- **De 13.00 a 14.00** - Limo de color gris con en estado poco húmedo con una consistencia dura.
- **De 14.00 a 15.00** - Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura.

- **De 15.00 a 16.00** - 15.00 a 15.50 m un estrato de arena fina que se lavó por la maniobra de perforación y de 15.50 a 16.00 m un limo de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura.
- **De 16.00 a 17.00** - Limo arenoso de color café claro poco húmedo con una consistencia y plasticidad bajas.
- **De 17.00 a 18.00** - Arena limosa de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura
- **De 18.00 a 19.00** - Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 19.00 a 20.00** – 19.00 a 19.40 m una capara de arena fina, 19.40 a 19.60 m una capa de piedra pómez, 19.60 a 20.00 m un limo arenoso de calor café claro en estado húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 20.00 a 21.00** - Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura y plasticidad baja.
- **De 21.00 – 22.00** - Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 22.00 a 23.00** – Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura y plasticidad baja.
- **De 23.00 a 24.00** - Limo arenoso de color gris claro en estado húmedo con una consistencia dura y plasticidad baja.
- **De 24.00 a 25.00** - Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia baja y plasticidad media.

- **De 25.00 a 26.00** – 25.50 a 25.70 m Limo arenoso de color gris claro en estado húmedo con una consistencia baja y plasticidad media, 25.70 a 26.50 m un estrato de arena fina.
- **De 26.00 a 27.00** – 26.50 a 27.00 m Limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 27.00 a 28.00** - 27.00 a 27.60 m un estrato de Arena Fina, 27.60 a 28.10 m limo arenoso de color café claro en estado húmedo con una consistencia media y plasticidad baja.
- **De 28.00 a 28.50** - 28.10 a 28.50 m Arena limosa de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura y plasticidad baja.
- **De 29.00 a 30.00** – 28.50 a 29.00 m arena limosa de color café claro en estado húmedo con una consistencia dura y plasticidad baja, 29.00 a 30.00 m arena de color negra en estado húmedo y una consistencia suelta. FIN DEL SONDEO.

Mediante la investigación geotécnica del sector se ha determinado que en el área de estudio se encuentran cangahuas las cuales generalmente están compuestas por un 25% de limos y arcillas, 30% de arenas finas, 35% de arena media y un 10% de arena gruesa, por lo tanto se puede clasificar a las cangahuas como un suelo tipo arena limosa (SM) (Guerrón, 2012).

Una vez realizada la identificación manual visual del suelo se prevé que los suelos se clasifican en limos arenosos y arenas limosas en su mayor parte, información que se confirma una vez realizado la clasificación de suelos en laboratorio.

3.6. Ensayos en Laboratorio

A partir de las muestras e información obtenidas de los trabajos de campo, en el laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador se realizaron los

siguientes ensayos: determinación del contenido de humedad, clasificación de suelos (SUCS), análisis granulométrico y límites de Atterberg.

3.6.1. Ensayo de Determinación del Contenido de Humedad del Suelo

La relación del peso de agua intersticial o de poros en una masa dada de suelo con el peso de las partículas sólidas se conoce como humedad o contenido de humedad de un suelo y se determina mediante la normativa ASTM D-2216, que describe el procedimiento a realizarse en laboratorio, el cual consiste en tomar una muestra de suelo, pesarla y colocarla en un horno a una temperatura de 110 ± 5 °C, el tiempo que el espécimen requerirá para secarse, dependerá del tamaño de la muestra, tipo de suelo y tipo de horno, por lo cual esto queda a juicio del laboratorista siendo un tiempo de 16 horas el comúnmente usado.

Una vez obtenido el peso constante de la muestra se deja enfriar y se toma el peso de la muestra seca.

Para el cálculo del contenido de humedad se utiliza la siguiente relación:

$$W = \frac{W_W}{W_S} \times 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad (%)

W_W = Peso del agua (g)

W_S = Peso del suelo seco (g)

3.6.2. Clasificación de suelos (SUCS)

El ensayo de clasificación de suelos SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) se encuentra definido mediante la norma ASTM D – 2487, la cual establece los procedimientos para determinar el tipo de suelo, a través de un sistema de clasificación mineral y orgánico mineral,

para propósitos de ingeniería, basándose en la determinación en laboratorio de sus características, las cuales son: el tamaño de las partículas, el límite líquido y el índice plástico.

3.6.2.1. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico, realizado bajo la norma ASTM D-422, comprende la determinación mediante tamizado de la distribución cuantitativa de las partículas de suelo de acuerdo con su tamaño, tomando en cuenta partículas mayores a los 75 μm , es decir el material retenido en el tamiz No. 200.

El tamizado debe realizarse mediante tamices normalizados, los cuales tienen una malla de tela de alambre tejido de aberturas cuadradas con diferentes diámetros, como se muestra a continuación:

Tabla 6. Diámetros de los tamices normalizados. Fuente: ASTM D - 422, 1963

3-in. (75-mm)	No. 10 (2.00-mm)
2-in. (50-mm)	No. 20 (850- μm)
1½-in. (37.5-mm)	No. 40 (425- μm)
1-in. (25.0-mm)	No. 60 (250- μm)
¾-in. (19.0-mm)	No. 140 (106- μm)
⅜-in. (9.5-mm)	No. 200 (75- μm)
No. 4 (4.75-mm)	

3.6.2.2. Límites de Atterberg

La norma ASTM D – 4318, determina el procedimiento para obtener los límites de Atterberg, los cuales son utilizados como parte integral en los sistemas de clasificación de suelos con fines de ingeniería caracterizando las fracciones de grano fino en el suelo y materiales de construcción.

En ingeniería por lo general se utilizan tres indicadores, los cuales son el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.

El límite líquido, representa el contenido de agua en porcentaje de un suelo en un límite definido arbitrariamente entre los estados semilíquido y plástico. La resistencia al corte no drenado del suelo en el límite líquido es de aproximadamente 2 kpa (ASTM D-4318, 2000).

El límite plástico es el contenido de agua de un suelo, en porcentaje entre los estados plástico y semisólido (ASTM D-4318, 2000).

El índice de plasticidad representa el rango de contenido de agua sobre el cual el suelo tiene comportamiento plástico, y de forma numérica, representa la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico (ASTM D-4318, 2000).

3.6.2.3. Resultados de Clasificación SUCS

Una vez realizada la granulometría, ensayos de determinación de humedad y límites de Atterberg, se ha obtenido la Tabla 7 de clasificación SUCS.

Tabla 7. Resultados de clasificación SUCS. Fuente: Autor

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Nombre Típico	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Nombre Típico
2.00 - 2.45	SM	Arena Limosa	17.00 - 17.50	SM	Arena Limosa
4.00 - 4.45	SM	Arena Limosa	18.00 - 18.50	ML	Limo arenoso
6.00 - 6.30	SM	Arena Limosa	18.50 - 19.00	ML	Limo arenoso
8.00 - 8.45	SM	Arena Limosa	20.50 - 21.00	ML	Limo arenoso
10.00 - 10.45	ML	Limo arenoso	23.50 - 24.00	ML	Limo arenoso
11.00 - 11.45	SM	Arena Limosa	25.00 - 25.40	ML	Limo arenoso
13.70 - 14.00	CL	Arcilla arenosa	27.50 - 28.00	ML	Limo arenoso
14.30 - 14.50	ML	Limo arenoso	29.00 - 30.00	SM	Arena Limosa

3.6.3. Ensayo Triaxial No Consolidado – No drenado

Este método de prueba cubre la determinación de las relaciones de resistencia y tensión - deformación de una muestra cilíndrica de suelo cohesivo no alterado o remoldeado. Las muestras se someten a una presión de fluido de confinamiento en una cámara triaxial. El espécimen se corta

en compresión sin drenaje a una tasa constante de deformación axial (deformación controlada) (ASTM D-2850, 2003).

Tabla 8. Resultados del ensayo triaxial UU. Fuente: Autor

Profundidad (m)	Triaxial UU			
	Ángulo de Fricción ϕ (grados)	Cohesión (kPa)	Peso Específico seco γ_d (Kn/m ³)	Peso Específico saturado γ_s (Kn/m ³)
6.00 - 6.50	18.23	131.58	14.90	17.00

3.7. Análisis en Gabinete

En este apartado se analizará la información obtenida de los trabajos de campo y análisis de laboratorio a fin de obtener el perfil sísmico y geológico – geotécnico del suelo, información necesaria para el posterior análisis de estabilidad de taludes.

3.7.1. Perfil Sísmico

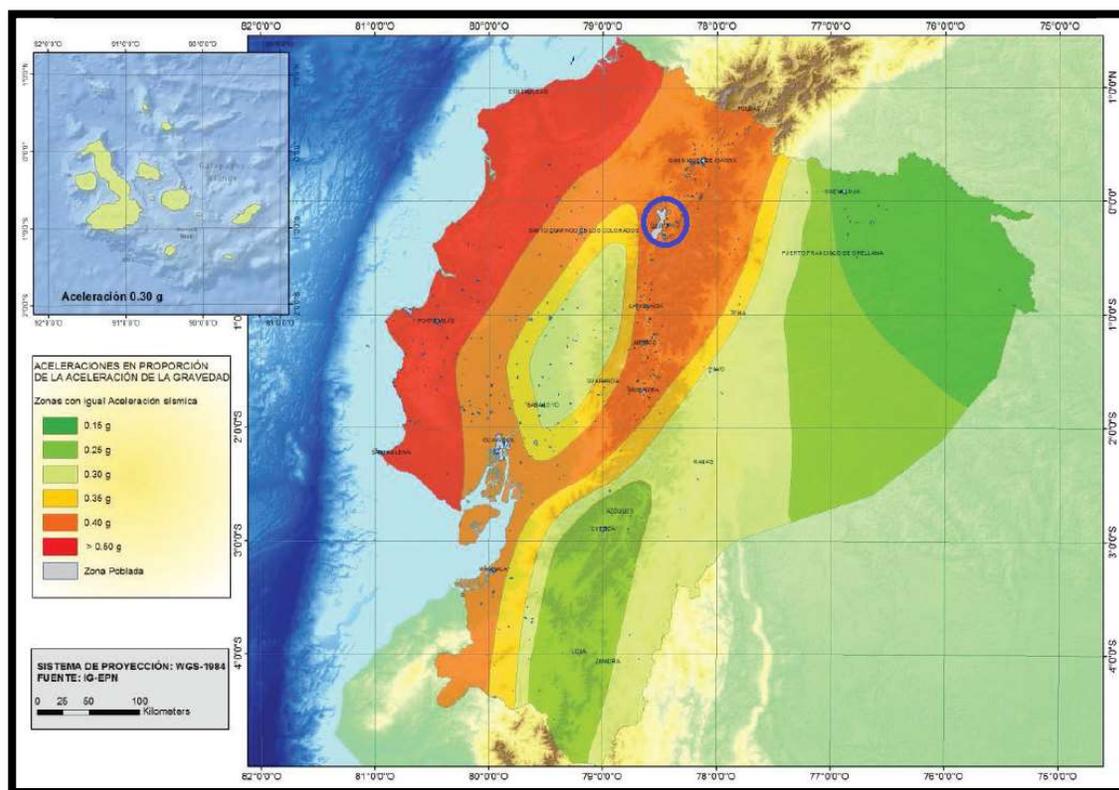
Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 15, para la ciudad de Quito al encontrarse en la zona V del mapa de peligrosidad sísmica se usará un valor de $Z=0.4g$, el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC - SE - DS, 2015),

Tabla 9. Valores del factor Z, en función de la zona sísmica. Fuente: (NEC - SE - DS, 2015).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

lo cual se justifica al encontrarse dentro de un sistema de fallas activas y de un sistema de volcanes.

Ilustración 14. Zonificación sísmica del Ecuador.



Fuente: (NEC - SE - DS, 2015)

A partir de los resultados del ensayo SPT, se ha obtenido para el estrato de 30 metros un $(N_1)_{60}$ ponderado igual a 34 dando como resultado que el suelo en el área de estudio es perfil tipo D, por lo tanto, el valor de F_a o coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto, que se encuentra definido en la norma NEC – SE - DS sección 3 es igual a 1.2.

La demanda Sísmica para los análisis pseudo estáticos se obtiene de la Ecuación 1 y será igual al 60% de la fracción de la aceleración de la gravedad en el terreno (NEC - SE - GC, 2015).

Ecuación 1. Coeficiente sísmico horizontal. Fuente: (NEC - SE - GC, 2015)

$$k_h = 0.6(a_{max})$$

Donde:

$$a_{max} = ZF_a$$

Por lo tanto, a_{max} es igual a 0.48, mientras que k_h es igual a **0.28**.

Mientras que la componente vertical del sismo de diseño se obtiene mediante el escalamiento de la componente horizontal por un factor de 2/3 (FHWA, 2009).

Ecuación 2. Coeficiente sísmico vertical. Fuente: (FHWA, 2009).

$$k_v = \frac{2}{3} k_h$$

Es decir, k_v es igual a **0.19**.

3.7.2. Corrección del número de golpes SPT

Del ensayo SPT se han obtenido el número de golpes N en función de la profundidad, en suelos granulares, el valor de N se ve afectado por la presión efectiva de sobrecarga. Por esa razón, el valor de N obtenido de la exploración de campo bajo diferentes presiones de sobrecarga efectiva debe cambiarse a un valor N_1 para corresponder a un valor estándar (Das B. A., 2016), para posteriormente poder ser usados en correlaciones para obtener el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (C).

Además, las correlaciones obtenidas en la bibliografía deberán ser calibradas para ser congruentes con la información obtenida del ensayo triaxial.

Ecuación 3. Valor corregido de N . Fuente: (Das B. A., 2016)

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = Número de golpes corregido para una sobrecarga efectiva

N_{60} = Número de golpes del ensayo SPT corregido para condiciones de campo

C_N = Factor de corrección por confinamiento (suelos granulares)

3.7.2.1. Corrección de N_{spt} por condiciones de campo

Según Skempton (1986) y Seed (1985), existen varios factores que influyen en la variación del valor N_{spt} a una profundidad dada para perfiles de suelo similares, entre estos factores se

encuentra la eficiencia del martillo, diámetro de la perforación, método de muestreo, y longitud de la barra (Das B. A., 2016), para lo cual se deben tomar en cuenta la siguiente ecuación:

Ecuación 4. N_{60} corregido para condiciones de campo. Fuente: (Das B. A., 2016)

$$N_{60} = \frac{N * n_H * n_B * n_S * n_R}{60}$$

Donde:

N = Número de golpes medido

n_H = eficiencia del martillo (%)

n_B = corrección por diámetro de perforación

n_S = corrección por muestreador

n_R = corrección por longitud de la barra

Estos factores deben ser obtenidos de las Tablas 10, 11, 12 y 13.

El porcentaje de la eficiencia del martillo que comúnmente se usa es de 60%, además el martillo utilizado en la exploración es tipo safety.

Tabla 10. Variación de la eficiencia del martillo. Fuente: (Das B. A., 2016)

Variation of η_H	Country	Hammer type	Hammer release	η_H (%)
Japan		Donut	Free fall	78
		Donut	Rope and pulley	67
United States		Safety	Rope and pulley	60
		Donut	Rope and pulley	45
Argentina		Donut	Rope and pulley	45
China		Donut	Free fall	60
		Donut	Rope and pulley	50

El factor de corrección por diámetro de exploración se toma de la Tabla 11 y es igual a 1.

Tabla 11. Variación del factor corrección por diámetro de perforación. Fuente: (Das B. A., 2016)

Variation of η_B	Diameter (mm)	η_B
	60–120	1
	150	1.05
	200	1.15

El factor de corrección por diámetro de exploración se toma de la Tabla 12 y es igual a 1.

Tabla 12. Variación del factor de corrección por tipo de muestreador. Fuente: (Das B. A., 2016)

Variation of η_S	Variable	η_S
	Standard sampler	1.0
	With liner for dense sand and clay	0.8
	With liner for loose sand	0.9

El factor de corrección por longitud de barra se toma de la Tabla 13 y variará de acuerdo a la profundidad de la exploración.

Tabla 13. Variación del factor de corrección por longitud de la barra. Fuente: (Das B. A., 2016)

Variation of η_R	Rod length (m)	η_R
	>10	1.0
	6-10	0.95
	4-6	0.85
	0-4	0.75

3.7.2.2. Corrección por confinamiento

La presión de sobrecarga efectiva afecta al valor N en suelos granulares, por lo cual éste debe ser corregido por un factor de corrección C_N . Las relaciones usadas generalmente son las de Skempton (1986) y Liao & Whitman (1986). En el presente estudio se usará la relación de Skempton para arenas sobre consolidadas que se muestra en la Ecuación 5.

Ecuación 5. Factor de corrección para arenas sobre consolidadas. Fuente: (Skempton, 1986)

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)}$$

Donde:

N_{60} = Número de golpes del ensayo SPT corregido para condiciones de campo

$(N_1)_{60}$ = Número de golpes corregido para una sobrecarga efectiva

C_N = Factor de corrección por confinamiento (suelos granulares)

P_a = Presión atmosférica (102.7 kPa)

$$\sigma'_0 = \text{Sobrecarga efectiva} = \gamma * h \text{ (kPa)}.$$

Una vez obtenido el valor de $(N_1)_{60}$ se procede a obtener por medio de correlaciones los valores de ángulo de fricción y cohesión.

A partir de la ecuación de Hatanaka y Uchida se obtiene una ecuación calibrada para la zona, contando como datos el valor de ángulo de fricción $\phi = 18.23^\circ$ y $(N_1)_{60} = 42$, reemplazando en la Ecuación 6 se obtiene un coeficiente de calibración como se muestra en la Ecuación 7:

Ecuación 6. Ángulo de fricción por Hatanaka & Uchida, 1989.

$$\phi = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20$$

Ecuación 7. Ángulo de fricción. Fuente: Autor.

$$\phi = c_{\text{calibración1}} * \left(\sqrt{20 * (N_1)_{60}} + 20 \right)$$

$$\phi = 0.372 * \left(\sqrt{20 * (N_1)_{60}} + 20 \right)$$

De la misma manera a partir de la Ecuación 8 de Terzaghi & Peck, contando como dato la $c = 131.58$ kPa se obtiene el coeficiente para la ecuación de la cohesión:

Ecuación 8. Cohesión por Terzaghi & Peck, 1967.

$$C \approx KN_{60} \approx 6N_{60}$$

Ecuación 9. Cohesión. Fuente: Autor.

$$C = c_{\text{calibración2}} * 6 * N_{60} = 0.522 * 6 * N_{60}$$

De las correlaciones anteriores, cabe resaltar, que al utilizar los valores de resistencia SPT para determinar una estimación de los parámetros del suelo, se deben tomar en cuenta las siguientes observaciones:

- Estas ecuaciones ofrecen resultados estimados ya que están basadas en estudios empíricos de campo y laboratorio.
- Los valores de N_{60} que se obtienen de una perforación variarán considerablemente ya que el suelo no es homogéneo.

- En suelos en donde se encuentren rocas grandes y grava, el conteo SPT puede presentar errores y sus resultados pierden confiabilidad.

Por tal motivo se puede concluir que, a pesar de presentar resultados aproximados, con una interpretación correcta del operador y laboratorista, el ensayo SPT proporciona una buena evaluación de las propiedades del suelo (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).

Una vez realizadas las operaciones, los resultados se resumen en la Tabla 14 y Tabla 15.

Tabla 14. Resumen de la información obtenida a partir del ensayo SPT. Fuente: Autor

Propiedades Geomecánicas del Suelo								
Prof (m)	SUCS	N campo	Peso específico seco	Contenido de humedad	Peso específico húmedo (kN/m ³)	Peso específico húmedo ponderado (kN/m ³)	(N1)60	(N1)60 Ponderado
1	SM	25.00	1.43	6.00	14.87	17.24	32	42
2		35.00	1.43	18.00	16.55		44	
3		29.00	1.43	19.00	16.69		31	
4		50.00	1.43	21.00	16.97		47	
5		30.00	1.43	19.00	16.69		29	
6		47.00	1.43	21.00	16.97		40	
7		80.00	1.43	32.00	18.52		66	
8		80.00	1.43	25.00	17.54		63	
9		80.00	1.43	32.00	18.52		56	
10		80.00	1.43	36.00	19.08		51	
11	ML	48.00	1.43	30.00	18.24	17.68	31	38
12		80.00	1.43	22.00	17.11		50	
13	SM	80.00	1.43	19.00	16.69	16.69	48	48
14	CL	80.00	1.43	22.00	17.11	17.11	45	45
15	ML	80.00	1.43	29.00	18.10	19.56	41	36
16		80.00	1.61	28.00	20.22		35	
17		80.00	1.61	29.00	20.37		33	
18	SM	80.00	1.61	32.00	20.85	20.85	31	31
19	ML	80.00	1.61	33.00	21.01	20.01	30	26
20		80.00	1.61	37.00	21.64		28	
21		80.00	1.33	37.00	17.87		31	
22		80.00	1.33	37.00	17.87		30	
23		80.00	1.33	41.00	18.40		28	
24		80.00	1.56	41.00	21.58		24	
25		80.00	1.56	31.00	20.05		24	
26		80.00	1.56	31.00	20.05		24	
27		80.00	1.56	49.00	22.80		20	
28		80.00	1.29	49.00	18.86		23	
29	SM	80.00	1.29	20.00	15.19	15.19	27	27

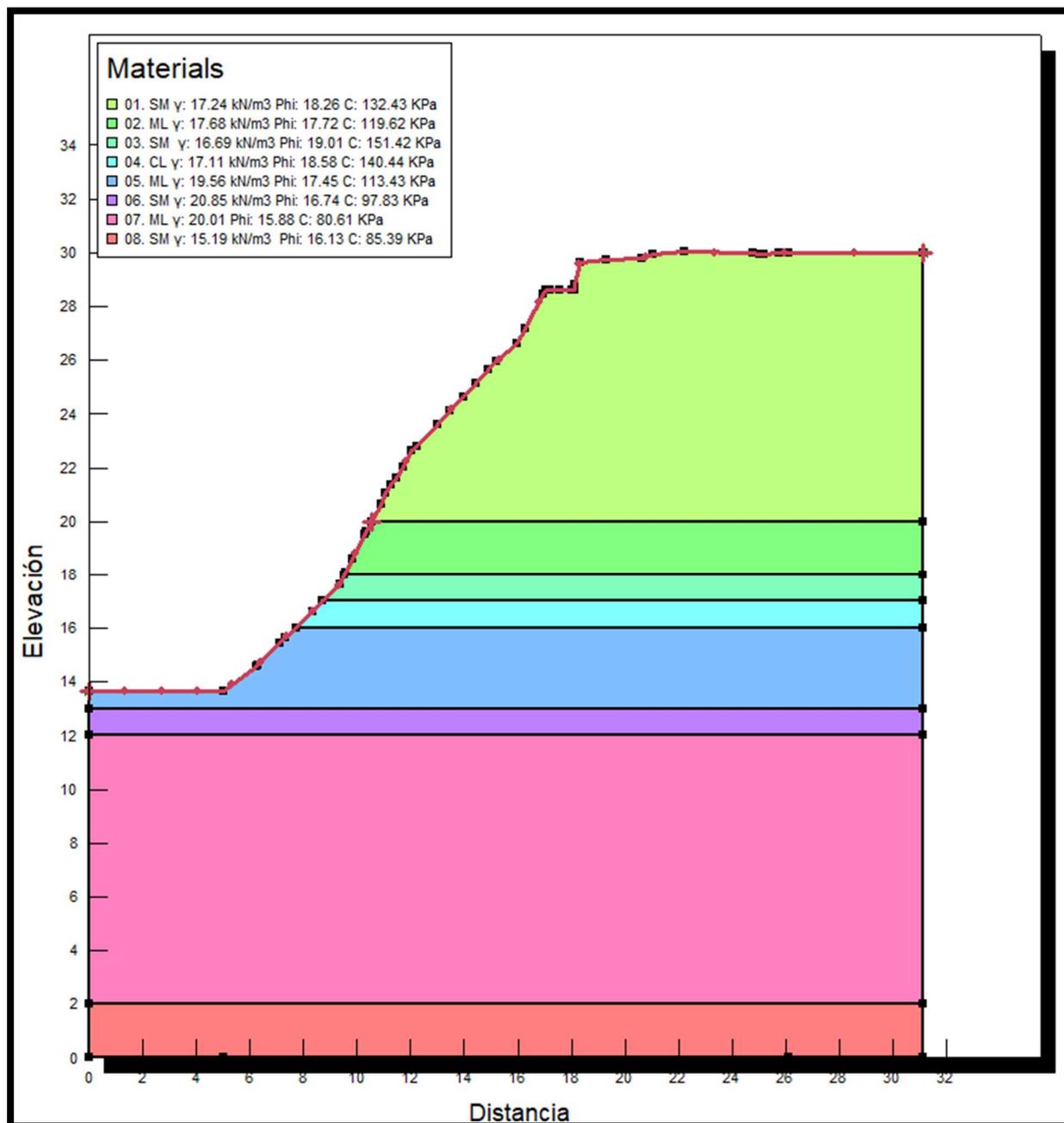
Tabla 15. Resumen de la información obtenida a partir de las correlaciones del ensayo SPT. Fuente: Autor

Propiedades Geomecánicas del Suelo					φ°	C kPa
Prof (m)	SUCS	N campo	(N1)60	(N1)60 Ponderado	Hatanaka and Uchida (1996)	Terzaghi and Peck (1967)
1	SM	25.00	32	42	18.26	132.43
2		35.00	44			
3		29.00	31			
4		50.00	47			
5		30.00	29			
6		47.00	40			
7		80.00	66			
8		80.00	63			
9		80.00	56			
10		80.00	51			
11	ML	48.00	31	38	17.72	119.62
12		80.00	50			
13	SM	80.00	48	48	19.01	151.42
14	CL	80.00	45	45	18.58	140.44
15	ML	80.00	41	36	17.45	113.43
16		80.00	35			
17		80.00	33			
18	SM	80.00	31	31	16.74	97.83
19	ML	80.00	30	26	15.88	80.61
20		80.00	28			
21		80.00	31			
22		80.00	30			
23		80.00	28			
24		80.00	24			
25		80.00	24			
26		80.00	24			
27		80.00	20			
28		80.00	23			
29	SM	80.00	27	27	16.13	85.39

3.7.3. Perfil estratigráfico

A partir de la información recopilada en los pasos anteriores se puede definir el perfil estratigráfico del talud, como se muestra en la Ilustración 15, donde se asume que los estratos tienen buzamiento horizontal igual a 0 debido a que se trata de depósitos sedimentarios.

Ilustración 15. Perfil Estratigráfico del Talud.



Fuente: Autor

3.7.4. Capacidad de Carga

Para la correcta implantación de una estructura y con la finalidad de que esta funcione correctamente, es necesario asegurarse de que la carga por unidad de área q_u transmitida por la estructura al suelo no exceda su esfuerzo admisible evitando así que se produzca una falla por corte en el suelo.

Tomando en cuenta que existe gran incertidumbre al evaluar los parámetros de resistencia al corte del suelo, es necesario definir un factor de seguridad FS igual a 3 (NEC - SE - GC, 2015), tras lo cual la capacidad admisible del suelo se obtiene de la Ecuación 10:

Ecuación 10. Capacidad de carga admisible. Fuente: (Das B. , 2012)

$$q_a = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_a = Capacidad de carga permisible bruta

q_u = Capacidad de carga última bruta

FS= Factor de seguridad

3.7.4.1. Ecuación General de la Capacidad de Carga

El estudio de la ecuación de Terzaghi de la capacidad de carga última, se limita solamente a cimentaciones continuas, cuadradas y circulares, por tal motivo Meyerhof (1963), propuso la Ecuación 11, la cual toma en cuenta la forma, la profundidad y la inclinación de la carga.

Ecuación 11. Ecuación General de la Capacidad de Carga. Fuente: (Das B. , 2012)

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

c = Cohesión

q = Esfuerzo efectivo a nivel de fondo de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho de la cimentación

$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$ = Factores de forma

$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad

$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

Los factores de forma y profundidad se pueden obtener de las ecuaciones presentadas en la Tabla 16, tomando en cuenta las condiciones que se deben cumplir para su uso. Los factores de inclinación no se tomarán en cuenta para este caso dado que las cargas son perpendiculares a la viga.

Tabla 16. Factores de forma y profundidad. Fuente: (Das B. , 2012)

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
Profundidad	si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ si; $\frac{D_f}{B} > 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)}{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)

Para $\phi' > 0$:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

radianes

$$F_{\gamma d} = 1$$

Para los datos mostrados a continuación se han obtenido los resultados que se resumen en la Tabla 17.

C	132.43	kn/m ²
Ø	18.26	grados
γ	17.24	kn/m ³

Tabla 17. Carga permisible por la ecuación general de la capacidad de carga. Fuente: Autor

N _c	13.313
N _q	5.393
N _γ	4.218

F _{cs}	F _{qs}	F _{γs}	F _{cd}	F _{qd}	F _{γd}
1.01	1.01	0.99	1.42	1.34	1.00

qu(kN/m ²)	qa(kN/m ²)	qa(T/m ²)	qa (kg/cm ²)
2617.13	872.38	88.93	8.89

3.7.4.2. Capacidad de Carga de Terzaghi (Ajustado)

Una cimentación se define como superficial en el caso de que su profundidad D_f sea menor o igual que su ancho, sin embargo, en investigaciones posteriores a Terzaghi, proponen que cimentaciones con una profundidad de tres a cuatro veces su ancho también pueden ser definidas como superficiales (Das B. , 2012).

La capacidad de carga última fue definida por Terzaghi, aplicando un análisis de equilibrio, como se muestra en la siguiente Ecuación 12 para cimentaciones corridas:

Ecuación 12. Capacidad de carga última de Terzaghi. Fuente: (Das B. , 2012)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

Donde:

c = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

$N_c N_q N_\gamma$ = Factores adimensionales en función del ángulo de fricción.

Los factores $N_c N_q N_\gamma$ han sido corregidos para encontrarse más acordes al suelo de la ciudad de Quito más en concreto al tipo de suelo Cangahuas (Guerrón, 2012), como se muestra en las Ecuaciones 13, 14 y 15.

Ecuación 13. Factor debido a la cohesión. Fuente: (Guerrón, 2012)

$$N_c = 0.212\phi + 0.424$$

Ecuación 14. Factor debido a la sobrecarga. Fuente: (Guerrón, 2012)

$$N_q = 0.415\phi + 4.301$$

Ecuación 15. Factor debido al peso del suelo. Fuente: (Guerrón, 2012)

$$N_\gamma = 0.190\phi - 0.596$$

Se procede a realizar los cálculos con los datos mostrados en la Tabla 18:

Tabla 18. Datos a ingresar en el cálculo de la capacidad admisible. Fuente: Autor.

c=	133.39	kPa	Cohesión del suelo (Se asume)
φ=	18.31	°	Ángulo de fricción del suelo
γ=	17.24	kN/m ³	Peso específico del suelo
df=	0.5	m	Profundidad de desplante
b=	0.25	m	Ancho de la viga
q=	8.62	kN/m ²	

De donde se obtiene una carga admisible:

qa=	390.88	kN/m ²
qa=	3.9	kg/cm ²

De los resultados obtenidos se toma el propuesto por Guerrón debido a que estos valores se encuentran ajustados para los suelos de la ciudad de Quito.

3.7.5. Módulo de Balasto

Considerando la hipótesis de que el suelo no es homogéneo puede idealizarse a manera de un suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos con una rigidez denominada módulo de Balasto (k_s), el cual es inversamente proporcional al asentamiento y puede ser obtenido en laboratorio mediante un ensayo de placa de carga o mediante ecuaciones empíricas (Sánchez A. G., 2017).

El Módulo de Balasto es principalmente utilizado para el cálculo y diseño de cimentaciones superficiales tales como: vigas y losas de cimentación, y se encuentra definido de la siguiente manera:

$$k_s = \frac{p}{\delta}$$

Donde:

k_s = módulo de Balasto

p = cociente entre la presión de contacto

δ = Asentamiento

Además de obtenerse mediante ensayos de laboratorio, también se puede obtener mediante ecuaciones empíricas como la planteada por Bowles:

Ecuación 16. Módulo de Balasto. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)

$$k_s = 120 * q_a \frac{T}{m^3}$$

Donde:

q_a = capacidad portante admisible

Por lo tanto:

$$k_s = 120 * 39.08 = 4689 \frac{T}{m^3}$$

$$k_s = 4.69 \frac{kg}{cm^3}$$

3.8. Estabilidad del Talud

Con la finalidad de precautelar la seguridad de los usuarios viales, además de la integridad de la vía, es necesario realizar un análisis de estabilidad de taludes, que, con el uso de la información geotécnica recopilada anteriormente, la topografía, además del uso de normas y software, se llegará a la obtención de un modelo del talud y su respectivo factor de seguridad, del cual se concluirá si el talud es seguro o en su defecto necesita de soluciones constructivas para su correcto funcionamiento.

Por tal motivo, al definir la inclinación apropiada de un corte o terraplén, la cual garantice que al ser esta inclinación la más escarpada que logre mantenerse el tiempo proyectado sin deslizarse, asegurando así la masa de tierra contra fallas o deslizamientos.

La lógica nos indica que un talud al encontrarse con un menor ángulo de inclinación, será el talud de mayor seguridad, y esto es cierto, el problema radica en que a menor inclinación se le dé al talud, mayor será el movimiento de tierras y esto incurre en un significativo incremento de la obra, por lo tanto, se debe precautelar el mayor ángulo de inclinación que cumpla con el factor de seguridad indicado por la normativa vigente.

3.8.1. Factor de Seguridad

El peligro de que un talud pueda fallar en condiciones críticas de diseño es definido por el Factor de seguridad, por lo tanto, al momento de modelar un talud, este no debe ser menor al mínimo establecido para condición estática y pseudo estática (Angamarca, 2010).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, en su capítulo de Geotecnia y Cimentaciones NEC – SE – GC, presenta los valores de Factor de Seguridad mínimos para distintas condiciones de diseño. Para el presente caso se tomará en cuenta la condición estática y pseudo estática.

Tabla 19. Factores de seguridad por corte mínimos. Fuente: (NEC - SE - GC, 2015)

Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

El Factor de seguridad fue definido como la relación entre la resistencia al corte calculado del material y los esfuerzos de corte críticos que producen la falla, de la forma:

Ecuación 17. Factor de Seguridad por fuerzas. Fuente: (Suarez, 1998)

$$FS = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo cortante}}$$

Mientras que para superficies circulares donde se producen momentos se define de la siguiente manera:

Ecuación 18. Factor de Seguridad por Momentos. Fuente: (Suarez, 1998)

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento Actuante}}$$

3.8.2. Método de Equilibrio Límite

Existe un amplio estudio del movimiento de los taludes mediante el método de equilibrio límite, en el cual su principal característica es que se asume que las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1, para lo cual su análisis puede ser realizado dividiendo la masa de suelo en dovelas o analizando la toda la longitud de la superficie de falla.

Esta tarea se ha vuelto más fácil con la ayuda de software como el Slope/W - GeoStudio, mediante el cual se puede analizar la estabilidad del talud por diferentes métodos.

Tabla 20. Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes. Fuente: (Suarez, 1998)

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.

3.8.3. Modelación Mediante el Programa Slope/W - GeoStudio

El programa Slope/W - GeoStudio, puede analizar terrenos con varios estratos de diferentes características mediante los métodos de Equilibrio límite, entre ellos Morgenstern & Price, Spencer y Jambu, para superficies de rotura circulares o genéricas en condición estática y pseudo estática.

Para el análisis en condición estática, el programa requerirá que se elija el método a usar, se defina el perfil del talud y se ingresen para cada estrato los valores de cohesión y ángulo de

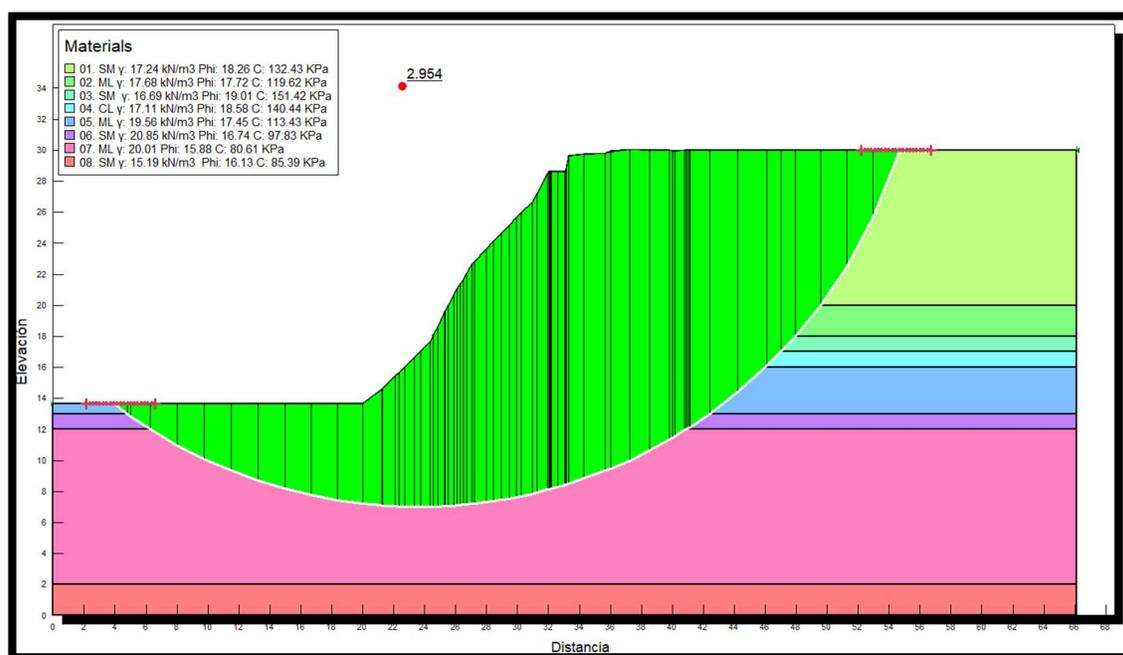
fricción, mientras que para condición pseudo estática, se requiere ingresar, además, de la información anterior, los valores de coeficiente sísmico horizontal y vertical.

Con la finalidad de afinar los resultados se ha procedido a aumentar los límites del perfil del talud que se obtuvieron de la topografía, esto con el fin de realizar un análisis de sensibilidad, para lo cual se ha aumentado 5 metros a cada lado observando que el factor de seguridad disminuye con cada modificación, hasta llegar a un valor constante tras haber aumentado 20 metros por lado al problema inicial.

3.8.3.1. Análisis en Condición Estática

Método de Janbu – Sin Estructura

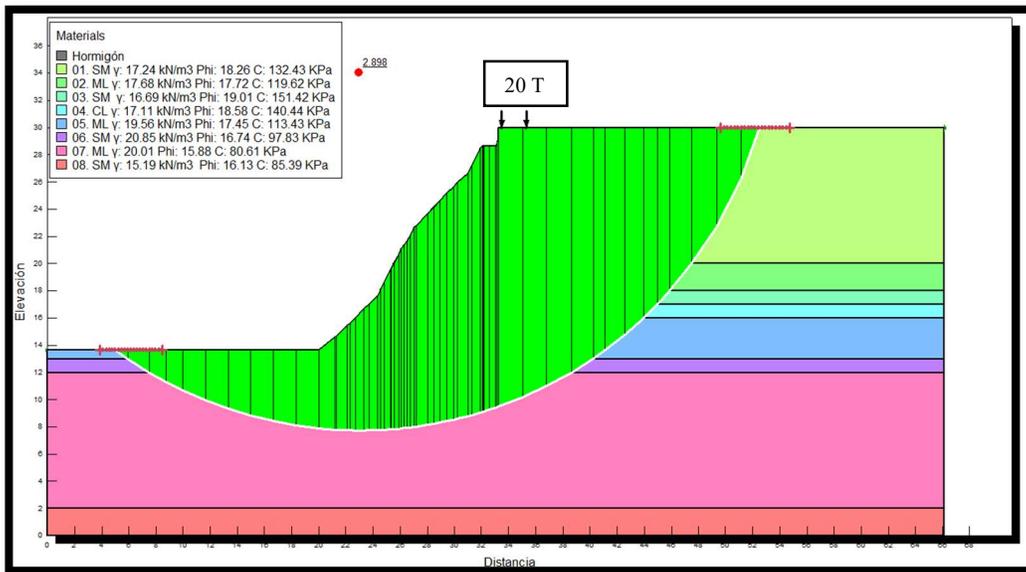
Ilustración 16. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición estática sin estructura.



Fuente: Autor.

Método de Janbu – Con Estructura

Ilustración 17. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición estática con estructura.

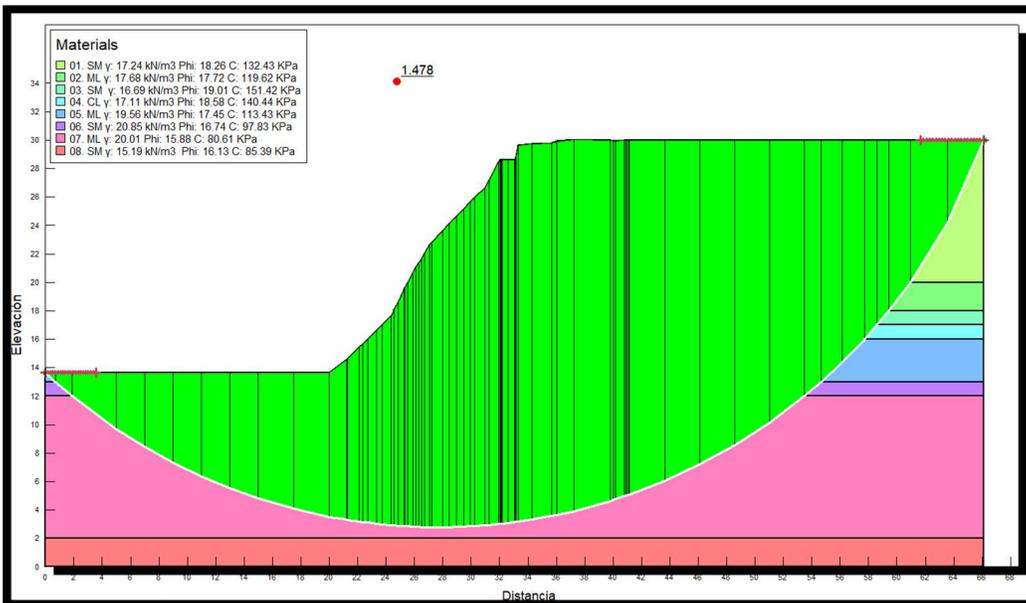


Fuente: Autor.

3.8.3.2. Análisis en Condición Pseudo Estática

Método de Janbu – Sin Estructura

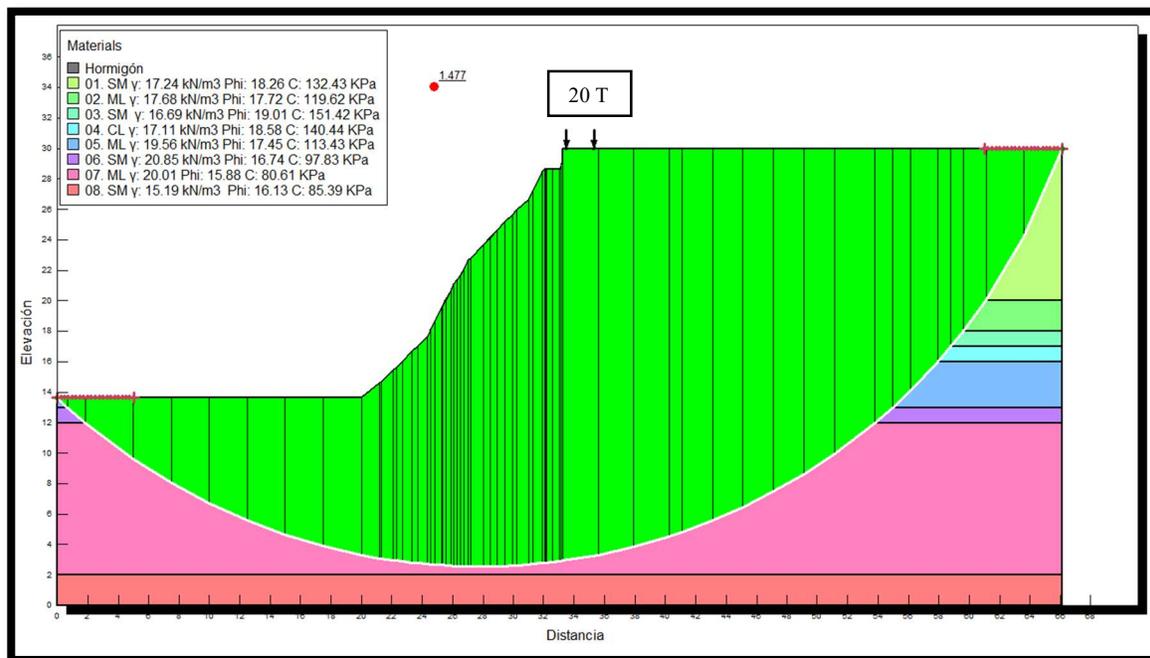
Ilustración 18. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición pseudo-estática sin estructura.



Fuente: Autor.

Método de Janbu – Con Estructura

Ilustración 19. Modelo de estabilidad por el método de Janbu, condición pseudo-estática con estructura.



Fuente: Autor.

3.9. Análisis de Resultados

Del análisis anterior, se observa que los factores de seguridad tanto en condiciones estáticas como pseudo estáticas son mayores a 1, tal como se muestra en la Tabla 21, por lo tanto, se puede concluir que la masa de tierra no se deslizará en el periodo de tiempo de diseño.

Tabla 21. Resumen de resultados obtenidos mediante el programa Slope. Fuente: Autor

Resumen de resultados		
Tipo de análisis	Estático	Pseudo- Estático
Sin Estructura	2.954	1.478
Con Estructura	2.898	1.477

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

4.1. Introducción

La estructura que se construyó tras el deslizamiento de la vía Carapungo, en la sección denominada talud 1, consta de 12 vigas de hormigón armado de 35x65cm, que a su vez tienen embebido un perfil tipo “I” fabricado en obra con placas de 10mm de espesor, alas de 200mm y altura de 400 mm unidas por diafragmas o vigas de amarre de 35x65cm, las cuales estarán fijas al terreno de la vía por medio de 24 anclajes (2 por viga), además cuenta de una losa de 15cm de espesor que cubre el área de la vía que se desprendió.

Ilustración 20. Deslizamiento al borde de la avenida Carapungo.



Fuente: cortesía EPMMOP

El objetivo principal de este estudio es realizar un diseño óptimo desde el punto de vista económico que cumpla con las necesidades de seguridad estructural y confort del usuario además de cumplir con los pasos y metodología de diseño adecuados para el tipo de estructura en mención. Dicho diseño será comparado con la estructura existente para obtener las respectivas conclusiones en función de volumen de material, lo cual repercutirá en el costo de la estructura.

4.2. Análisis de Cargas

4.2.1. Combinaciones de Carga

Para el diseño de estructuras las cargas deben ser factorizadas o mayoradas, estos factores de carga son números que en la mayoría de los casos son mayores a 1.0 y en todos los casos los factores de carga muerta son menores que los de carga viva, debido a que en el cálculo de carga muerta o peso propio de la estructura existe menor rango de falla. Dichos factores se usarán para aumentar las cargas estimadas que serán aplicadas a la estructura, para de este modo considerar la incertidumbre producto de estimar sus magnitudes (McCormac, 2011).

Tabla 22. Combinaciones de Carga. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

De la Tabla 22, para motivos de diseño se tomará la combinación de carga:

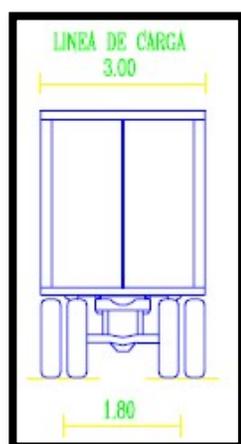
Ecuación 19. Combinación de carga de diseño. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

$$U = 1.2D + 1.6L$$

4.2.2. Carga del Vehículo de Diseño

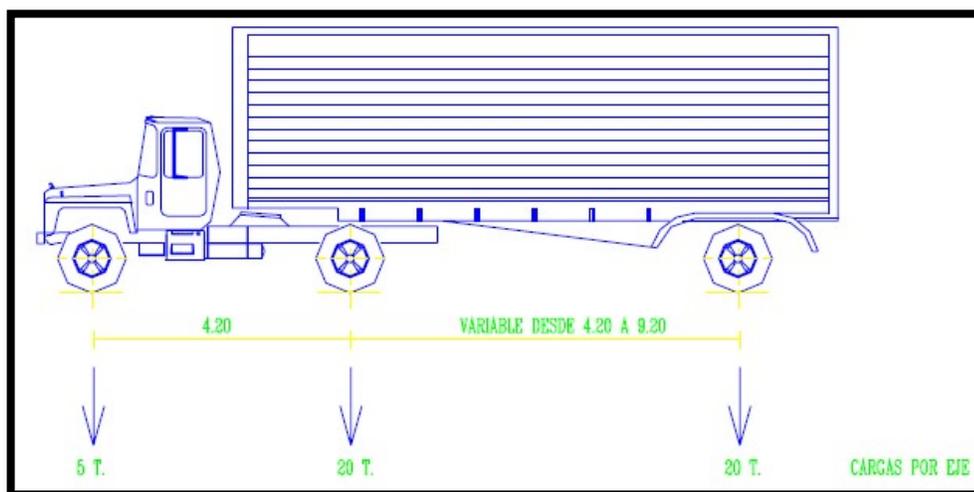
El Ministerio de Obras Públicas a fin de cumplir con las resoluciones tomadas en el Pacto Andino respecto al peso de los vehículos propuso la creación de un tipo de vehículo denominado Camión Tipo HS-MOP que cuenta con un eje simple y dos ejes tándem con una carga por eje de 5, 20 y 20 toneladas respectivamente, como se muestra en la Ilustración 21 y 22, este tipo de camión cumple con las necesidades actuales de los usuarios viales y con la normativa vigente (MTO, 2003).

Ilustración 21. Vista posterior del Camión HS-MOP.



Fuente: (MTO, 2003)

Ilustración 22. Vista lateral del Camión HS-MOP.



Fuente: (MTO, 2003)

Este camión generará una carga distribuida en área de 1.87 T/m^2 que se obtiene de dividir el peso de los ejes para el área que cubre el camión, y una carga distribuida lineal de 0.47 T/m , obtenida de multiplicar el ancho de la viga por la carga de área.

4.3. Prediseño de Elementos Estructurales

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, presenta recomendaciones para el diseño y prediseño de estructuras de hormigón con secciones transversales sometidas a flexo-compresión, las cuales se basan en el equilibrio y compatibilidad de las deformaciones (NEC - SE -HM, 2015).

El diseño de secciones de hormigón armado se basa en la hipótesis de que las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, mientras que la máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003 , además la resistencia a tracción del hormigón no se toma en cuenta.

Para $f'c$ entre 170 y 280 kg/cm^2 , el factor β_1 se debe tomar como 0.85 . Para $f'c$ superior a 280 kg/cm^2 , β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de aumento sobre 280 kg/cm^2 , sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65

- **Factores de Reducción de Resistencia**

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento sus conexiones con otros elementos así como sus secciones transversales en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que se muestran en la Tabla 23 (NEC - SE -HM, 2015):

Tabla 23. Factores de Reducción de Resistencia. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015)

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

4.3.1. Prediseño de la Losa

Para el prediseño de la losa se tomarán en cuenta los siguientes datos, resistencia a compresión del hormigón, fluencia del acero, peso específico del hormigón y peso específico del acero, además de que la longitud de la viga es de 7m y de que las vigas se encuentran separadas 2 m una de la otra:

MATERIALES		
f'_c	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

La geometría del panel la siguiente:

Longitud mayor (l_M): 7m

Longitud menor (l_m): 2m

$$\beta = \frac{l_M}{l_m}$$

De lo cual se obtiene un valor de la relación entre su longitud mayor y longitud menor β de 3.5 y se concluye que es una losa unidireccional.

- **Altura mínima por deformación:**

La altura mínima por deformación será la que defina la condición de serviciabilidad y se obtiene de la siguiente manera:

Tabla 24. Espesor mínimo de losas macizas en una dirección. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

$$h = \frac{l}{10} = \frac{200cm}{10} = 20cm$$

- **Altura mínima por flexión:**

La altura mínima por flexión será la que defina la condición de resistencia y se obtiene de la siguiente ecuación:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{200 \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9 * 3.5} = 4.58cm$$

Por lo tanto, la altura de diseño se obtendrá de la mayor de las alturas obtenidas anteriormente:

$$h = 20cm$$

4.3.2. Prediseño de Vigas Principales

La geometría de la viga se definirá, suponiendo que la altura h sea igual a un dieciseisavo de la longitud total de la viga, mientras que el ancho b , será igual a un medio de h , de la siguiente manera (ACI 318S-14, 2014):

$$h = \frac{L}{16} = \frac{700 cm}{16} \approx 50cm$$

$$b = 0.5 * h = 0.5 * 50cm = 25cm$$

4.3.3. Prediseño de Vigas de Amarre

Las dimensiones de la viga de amarre serán iguales a las dimensiones de las vigas principales, esto se da por motivos prácticos y constructivos, debido a que será necesaria una sola profundidad de excavación.

$$h = 0.5m$$

$$b = 0.25m$$

4.4. Diseño de Elementos Estructurales

Mediante el software CSI SAP 2000, ingresando las dimensiones obtenidas en el prediseño de los elementos estructurales, se realizó un modelo geométrico de la solución constructiva propuesta. Tomando en cuenta que la estructura se encuentra en contacto directo con el suelo, se debe modelar también un equivalente a este estado, para tales fines se asume el terreno como resortes de rigidez $k=5.54 \text{ kg/cm}^3$ igual al módulo de balasto, el cual fue calculado en el Capítulo III.

Posterior a la creación del modelo del suelo y de la estructura, se procede a introducir las cargas correspondientes a cada uno de sus elementos, diferenciando cada una de ellas entre carga viva y carga muerta con su respectivo factor de combinación de carga.

4.4.1. Diseño de Losa

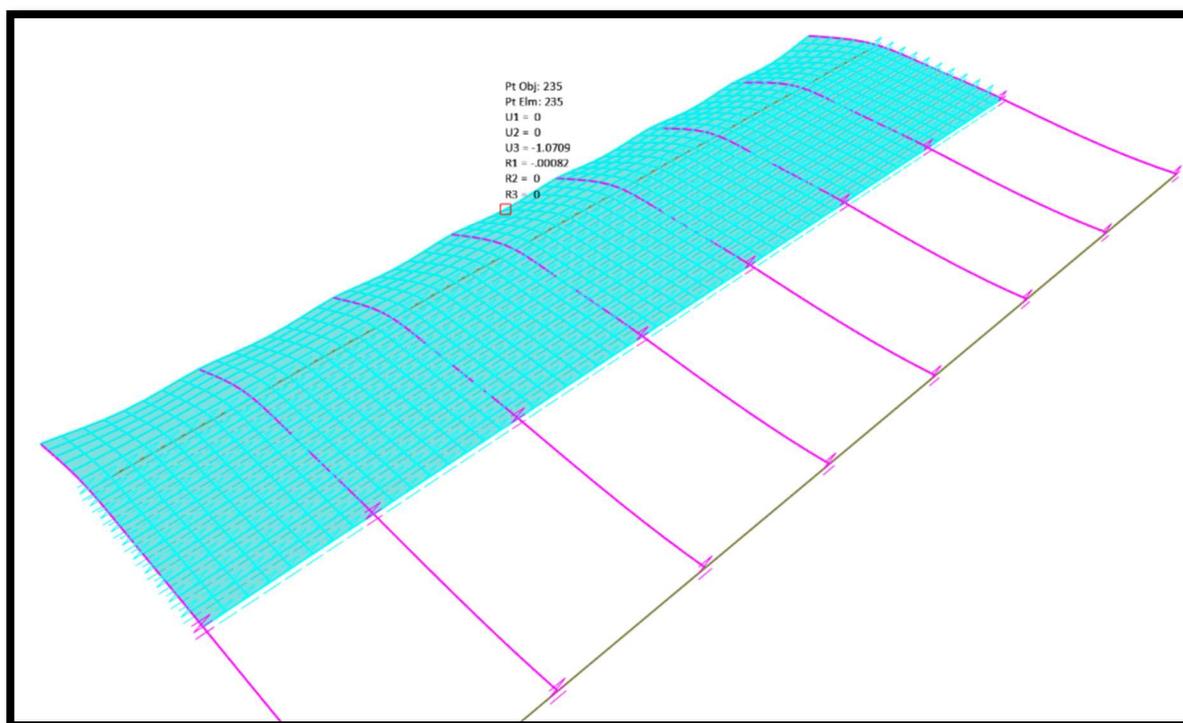
Una vez realizado el análisis mediante SAP2000 se procede a comparar los resultados de deflexiones obtenidas mediante el programa con los máximos admisibles mostrados en la Tabla 25 de la norma ACI 318 – 14.

Tabla 25. Deflexión Máxima admisible calculada. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

$$\delta_{adm} = \frac{l}{360} = \frac{200cm}{360} = 0.55cm = 5mm$$

Ilustración 23. Captura del Programa SAP2000 de la deflexión máxima en losa.



Fuente: Autor

Donde:

$$\delta_{SAP} = 1.07 \text{ mm}$$

$$\therefore \delta_{adm} > \delta_{SAP}$$

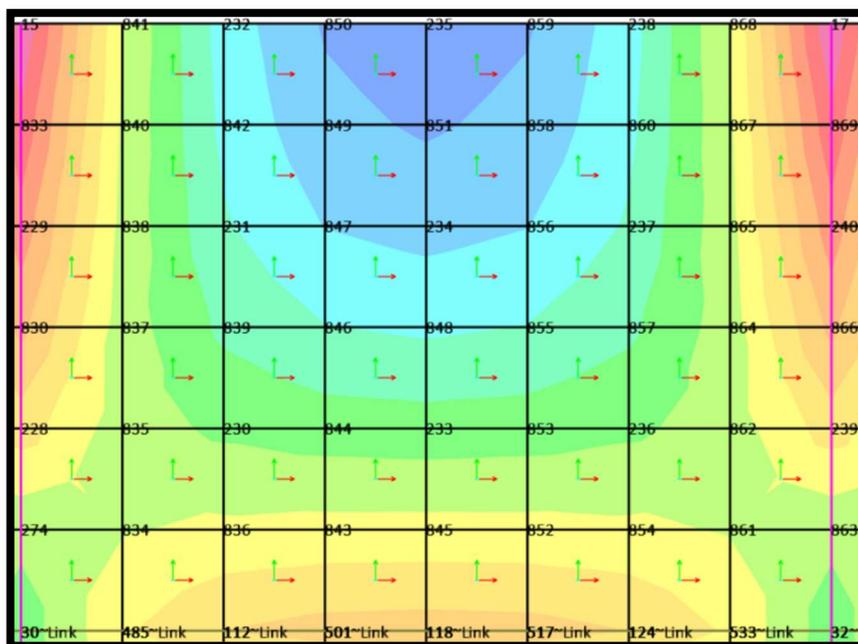
$$5.00 \text{ mm} > 1.07 \text{ mm}$$

Luego de revisar las deflexiones producidas por las cargas sobre la losa, se concluye que las dimensiones obtenidas en el prediseño son satisfactorias en función a las deflexiones, comparando la recomendada en ACI 318-14 para losas unidireccionales, con la obtenida en el modelo en SAP2000 como se muestra en la figura 19, para una longitud entre apoyos de 2m.

- **Armado de Losa**

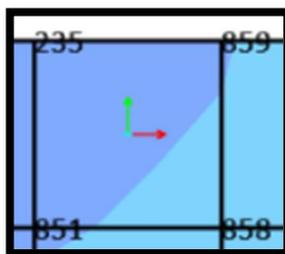
Para el cálculo del acero de refuerzo en losas, es necesario definir un área representativa de la misma en el programa SAP2000, las dimensiones configuradas previamente son 25x25 cm, para posteriormente entre ellas escoger la que presente el momento máximo y promediar sus valores, como se muestra a continuación:

Ilustración 24. Diagrama de colores de la losa (SAP2000), donde se representan sus valores de momento.



Fuente: Autor

Ilustración 25. Sección representativa de 25x25cm de losa, donde se encuentra el mayor valor de momento positivo.



Fuente: Autor

Tabla 26. Momento positivo en los nudos 851 y 235 de la sección representativa de la losa. Fuente: Autor

ShellType	Joint	M11
Text	Text	Tonf-m/m
Shell-Thin	851	0.26236
Shell-Thin	235	0.29968

Mediante las ecuaciones 20 y 21 se obtiene el momento promedio para el cálculo de la cuantía de acero:

Ecuación 20. Cuantía mecánica. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

$$W = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u}{\phi f'_c b d^2}}$$

Ecuación 21. Cuantía de diseño. Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

$$\rho = W \frac{f'_c}{f_y}$$

Reemplazando datos en las ecuaciones anteriores, el valor de la cuantía de diseño es:

$$\rho = 0.0003$$

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$\rho < \rho_{min}$$

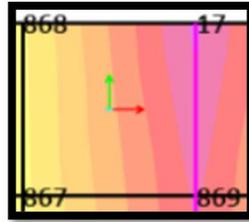
$$\therefore A_s = \rho_{min} * A_g$$

$$A_s = 0.0020 * 25cm * 20cm = 1.00cm^2$$

$\therefore 1 \text{ } \emptyset 12 @ 25\text{cm}$ (Refuerzo positivo)

Del mismo modo se procede a calcular el refuerzo negativo obtenido de la Tabla 27:

Ilustración 26. Sección representativa de 25x25cm de losa, donde se encuentra el mayor valor de momento negativo.



Fuente: Autor

Tabla 27. Momento positivo en los nudos 17 y 869 de la sección representativa de la losa. Fuente: Autor

ShellType	Joint	M11
Text	Text	Tonf-m/m
Shell-Thin	869	-0.64905
Shell-Thin	17	-0.74313

$$\rho = 0.0008$$

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$\therefore A_s = \rho_{min} * A_g$$

$$A_s = 0.0020 * 25\text{cm} * 20\text{cm} = 1.00\text{cm}^2$$

$\therefore 1 \text{ } \emptyset 12 @ 25\text{cm}$ (Refuerzo negativo)

Finalmente se calcula el acero por temperatura:

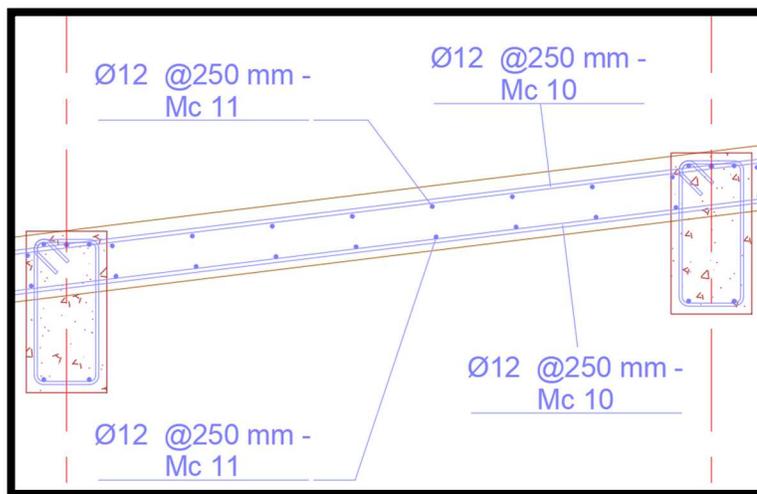
$$A_{s_{temp}} = \rho_{min} * A_g$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0020 * 25\text{cm} * 20\text{cm} = 1.00\text{cm}^2$$

$\therefore 1 \text{ } \emptyset 12 @ 25\text{cm}$ (Refuerzo por temperatura)

Una vez obtenidas las cantidades de refuerzo se realiza un esquema del armado de losa como se muestra en la ilustración 27.

Ilustración 27. Esquema de armado de losa.



Fuente: Autor

4.4.2. Diseño de Viga

Del análisis provisto por SAP2000, luego de revisar las deflexiones producidas por las cargas transmitidas sobre la viga, se concluye que las dimensiones obtenidas en el prediseño son satisfactorias en función de deflexiones, comparando la recomendada en ACI 318-14 para vigas de sección rectangular, con la obtenida en el modelo en SAP2000, mostradas en la Ilustración 28, para una longitud de volado de 1.5 metros.

$$\delta_{adm} = \frac{l}{360} = \frac{150cm}{360} = 0.42cm = 4 mm$$

Ilustración 28. Deflexión producida en la viga en el tramo que se encuentra en volado.



Fuente: Autor

Donde:

$$\delta_{SAP} = 0.90 mm$$

$$\therefore \delta_{adm} > \delta_{SAP}$$

$$4.00 \text{ mm} > 0.90 \text{ mm}$$

Para el diseño y posterior comprobación en el programa SAP2000, se deberá tomar en cuenta que las vigas se encuentran directamente sobre el suelo, por lo tanto, se debe realizar un análisis de interacción suelo estructura.

El modelo de Winkler, el cual representa la interacción de la estructura con el suelo, asume que un número infinito de resortes elásticos, de rigidez equivalente al módulo de balasto, se comportarán de manera similar al suelo sobre el que se asentará la estructura, ya que el valor de este módulo se asocia con la magnitud de la rigidez del terreno, partiendo de la hipótesis de que el suelo es homogéneo (Sánchez A. G., 2017).

Con los siguientes datos que se muestran en la Tabla 28 se procederá a seguir los pasos para el diseño de vigas asentadas en un lecho elástico:

Tabla 28. Datos de entrada para el método de Winkler. Fuente: Autor.

Datos:	
E=	2500000 T/m ²
qperm=	12.54 T/m ²
ks=	5544 T/m ³
L=	7 m
B=	0.25 m
H=	0.50 m

- Por medio de la Ecuación 22 se determina el valor de la inercia de la sección de la viga propuesta (I):

Ecuación 22. Inercia de la sección de la viga. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)

$$I = \frac{B * H^3}{12}$$

Donde:

B = base de la viga

H = altura de la viga

$$I = 0.0026 \text{ m}^4$$

- Se calcula el valor de la longitud característica de la viga (λ), que se define como una medida de la interacción del suelo con la estructura, de donde se puede observar que se presenta un mayor valor cuando la rigidez de la viga es mayor que la del suelo y un menor valor cuando la rigidez del suelo es mayor que la rigidez de la estructura.

Ecuación 23. Longitud característica de la viga. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{k_s * B}}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del hormigón

k_s = Módulo de balasto

$$\lambda = 2.082 \text{ m}$$

- Se procede a calcular las rigideces a flexión para cada miembro, mediante funciones trigonométricas e hiperbólicas.

$$S = \sinh \frac{L}{\lambda} \quad C = \cosh \frac{L}{\lambda}$$

$$s = \sin \frac{L}{\lambda} \quad c = \cos \frac{L}{\lambda}$$

$$S = 14.409 \quad C = 14.443$$

$$s = -0.219 \quad c = -0.976$$

- Una vez calculadas las rigideces se procede a calcular los elementos de la matriz de rigidez y posteriormente a armar la matriz de rigidez del elemento.

$$k = \frac{2EI}{\lambda} * \frac{CS - sc}{S^2 - s^2} \quad a = \frac{2EI}{\lambda} * \frac{Cs - Sc}{S^2 - s^2}$$

$$b = \frac{2EI}{\lambda^2} * \frac{S^2 + s^2}{S^2 - s^2} \quad b_o = \frac{4EI}{\lambda^2} * \frac{Ss}{S^2 - s^2}$$

$$t = \frac{4EI}{\lambda^3} * \frac{CS + sc}{S^2 - s^2} \quad t_o = \frac{4EI}{\lambda^3} * \frac{Sc + Cs}{S^2 - s^2}$$

$$\begin{array}{ll}
 \mathbf{k}= & 6255.067 & \mathbf{a}= & 328.403 \\
 \mathbf{b}= & 3005.289 & \mathbf{b}_o= & -91.254 \\
 \mathbf{t}= & 2896.200 & \mathbf{t}_o= & -239.397
 \end{array}$$

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k & -b & a & b_o \\ -b & t & -b_o & -t_o \\ a & -b_o & k & b \\ b_o & -t_o & b & t \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} 6255.067 & -3005.289 & 328.403 & -91.254 \\ -3005.289 & 2896.200 & 91.254 & 239.397 \\ 328.403 & 91.254 & 6255.067 & 3005.289 \\ -91.254 & 239.397 & 3005.289 & 2896.200 \end{bmatrix}$$

- El siguiente paso es calcular la inversa de la matriz del elemento

$$\mathbf{K}^{-1} = \begin{bmatrix} 3.219\text{E-}04 & 3.340\text{E-}04 & -2.669\text{E-}05 & 1.022\text{E-}05 \\ 3.340\text{E-}04 & 6.952\text{E-}04 & -1.022\text{E-}05 & -3.633\text{E-}05 \\ -2.669\text{E-}05 & -1.022\text{E-}05 & 3.219\text{E-}04 & -3.340\text{E-}04 \\ 1.022\text{E-}05 & -3.633\text{E-}05 & -3.340\text{E-}04 & 6.952\text{E-}04 \end{bmatrix}$$

- Con las cargas y momentos obtenidos del programa SAP2000 se procede a formar el vector de cargas (Q), para posteriormente hallar el vector de coordenadas generalizadas (q), donde el valor de los desplazamientos (Y) deben tomarse positivos.

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} 0.77 \\ 1.72 \\ -5.35 \\ 3.18 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{q} = \mathbf{K}^{-1} * \mathbf{Q}$$

$$q = \begin{pmatrix} 0.00099767 \\ 0.001392123 \\ -0.002822535 \\ 0.003943204 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \theta_1 \\ Y_1 \\ \theta_2 \\ Y_2 \end{pmatrix}$$

- A continuación, se realiza el cálculo de las constantes de integración del tramo, como se muestra en la tabla 29:

Tabla 29. Constantes de integración. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)

	Factor	Y_1	$\lambda\theta_1$	Y_2	$\lambda\theta_2$
A1 =	1	1	0	0	0
A2 =	$\frac{1}{S^2 - s^2}$	-(SC+sc)	$-s^2$	Sc+Cs	-Ss
A3 =	$\frac{1}{S^2 - s^2}$	SC+sc	S^2	-(Sc+Cs)	Ss
A4 =	$\frac{1}{S^2 - s^2}$	$-(S^2+s^2)$	-(SC-sc)	2Ss	Sc-Cs

Donde:

A1, A2, A3, A4 = Constantes de integración, calculadas en función de las condiciones de borde.

$$A_1 = 1 * [(1 * Y_1)]$$

$$A_2 = \frac{1}{S^2 - s^2} * [(-(SC + sc) * Y_1) + (-s^2) * \lambda\theta_1 + ((Sc + Cs) * Y_2) + (-Ss) * \lambda\theta_2]$$

$$A_3 = \frac{1}{S^2 - s^2} * [((SC + sc) * Y_1) + (S^2) * \lambda\theta_1 + (-Sc + Cs) * Y_2 + (Ss) * \lambda\theta_2]$$

$$A_4 = \frac{1}{S^2 - s^2} * [(-(S^2 + s^2) * Y_1) + (-SC - sc) * \lambda\theta_1 + (2Ss * Y_2) + (-Ss - Cs) * \lambda\theta_2]$$

Tabla 30. Tabla de constantes de integración. Fuente: Autor.

	Factor	Y_1	$\lambda\theta_1$	Y_2	$\lambda\theta_2$
A1=	1	1	0	0	0
A2=	0.00482	-208.32520	-0.04788	-17.21994	3.15275
A3=	0.00482	208.32520	207.61230	17.21994	-3.15275
A4=	0.00482	-208.32520	-207.89819	-6.30550	-10.89927

$\lambda\theta_1=$	-0.00208
$\lambda\theta_2=$	0.00588
A1=	0.00139
A2=	-0.00163
A3=	-0.00044
A4=	0.00025

- Una vez obtenidas las constantes de integración, se obtienen las constantes de cálculo de las expresiones finales de fuerzas y deformaciones para vigas de sección constante, como se muestra en la Tabla 31, para lo cual se dividirá la viga en tramos de 2 metros.

Donde:

$$\mu = \frac{x}{\lambda}$$

$$C' = \cosh(\mu) \quad S' = \sinh(\mu)$$

$$c' = \cos(\mu) \quad s' = \sin(\mu)$$

Tabla 31. constantes de cálculo de las expresiones finales de fuerzas y deformaciones para vigas de sección constante.
Fuente: Autor

X	0	2	4	6	7
μ	0.0000	0.9606	1.9212	2.8819	3.3622
C'	1.0000	1.4980	3.4880	8.9519	14.4434
S'	0.0000	1.1153	3.3415	8.8958	14.4088
c'	1.0000	0.5730	-0.3433	-0.9665	-0.9758
s'	0.0000	0.8195	0.9392	0.2568	-0.2188
$C'*c'$	1.0000	0.8584	-1.1975	-8.6516	-14.0934
$S'*c'$	0.0000	0.6391	-1.1472	-8.5975	-14.0596
$C'*s'$	0.0000	1.2277	3.2759	2.2989	-3.1603
$S'*s'$	0.0000	0.9141	3.1384	2.2845	-3.1528

Tabla 32. Valores de las expresiones finales de fuerzas y deformaciones. Fuente: (Sánchez A. G., 2017)

	Factor	$C'c'$	$S'c'$	$C's'$	$S's'$
$y =$	1	A1	A2	A3	A4
$\emptyset =$	$1/\lambda$	A2+A3	A1+A4	-A1+A4	-A2+A3
$M =$	$2EI/\lambda^2$	-A4	-A3	A2	A1
$V =$	$2EI/\lambda^3$	A2-A3	A1-A4	A1+A4	A2+A3

	Factor	$C'c'$	$S'c'$	$C's'$	$S's'$
y	1	0.00139	-0.00163	-0.00044	0.00025
\emptyset	0.480	-0.00208	0.00165	-0.00114	0.00119
M	3003.904	-0.00025	0.00044	-0.00163	0.00139
V	1442.812	-0.00119	0.00114	0.00165	-0.00208

- Finalmente se procede a calcular los valores de desplazamiento (Y), Momento (M), cortante (V) y Presión (Pr), mediante las siguientes ecuaciones.

$$y_i = 1 * [(A1 * C'c') + (A2 * S'c') + (A3 * C's') + (A4 * S's')]$$

$$\emptyset_i = \frac{1}{\lambda} * [((A2 + A3) * C'c') + ((A1 + A4) * S'c') + (-(A1 + A4) * C's') + (-(A2 + A3) * S's')]$$

$$M_i = \frac{2EI}{\lambda^2} * [(-A4 * C'c') + (-A3 * S'c') + (A2 * C's') + (A1 * S's')]$$

$$V_i = \frac{2EI}{\lambda^3} * [((A2 - A3) * C'c') + ((A1 - A4) * S'c') + ((A1 + A4) * C's') + ((A2 + A3) * S's')]$$

$$Pr = y * ks$$

Donde:

y = Desplazamiento vertical de un punto situado a una distancia x de la viga, es positivo si va hacia abajo.

\emptyset = Giro de un punto situado a una distancia x de la viga, es positivo si es horario.

M = Momento a flexión de un punto situado a una distancia x de la viga, es positivo si genera tracción en la parte inferior de la viga.

V = Fuerza Cortante de un punto situado a una distancia x de la viga.

P_r = Presión ejercida en el suelo

y = Desplazamiento vertical

k_s = Coeficiente de Balasto

Tabla 33. Tabla de resultados mediante el método de Winkler. Fuente: Autor.

$x(m)$	$Y (cm)$	$M (T-m)$	$V(T)$	$P(T/m^2)$	$\phi (rad)$
0	0.139	-0.766	-1.720	7.718	-0.00100
2	-0.016	-2.013	-0.250	0.887	-0.00041
4	-0.044	-3.570	-1.444	2.448	0.00083
6	0.157	-6.539	-0.610	8.729	0.00229
7	0.396	-5.564	3.110	21.939	0.00229

De lo mostrado en la Tabla 33 se puede concluir que los valores de las deformaciones o asentamientos son mínimos y cumplen con los máximos establecidos, mientras que la presión ejercida en el suelo presenta valores menores a la capacidad portante del suelo, por lo tanto, se toman las dimensiones de prediseño como satisfactorias para la estructura en estudio.

- **Armado de Viga de Acuerdo a NEC-15**

Para el diseño a flexión de vigas se requiere la siguiente información:

Datos:		
$b=$	0.25	m
$h=$	0.5	m
$r=$	0.05	m
$d=$	0.45	m
$f'_c=$	23540000	N/m ²
$f_y=$	412080000	N/m ²
$\phi=$	0.9	
$\beta_1=$	0.85	
$M_u=$	52467.45	Nm
$E=$	200055.66	Mpa

El acero de refuerzo requerido se obtiene de la Ecuación 24:

Ecuación 24. Acero requerido a flexión. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015)

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

Donde:

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$f'c$ = Resistencia a compresión del hormigón

fy = Fluencia del hormigón

b = Base de la viga

d = Altura efectiva

M_u = Momento de diseño

ϕ = Factor de reducción de resistencia

k=	0.005463	
As=	0.000324	m2
As=	3.24	cm2

La Ecuación 25 permite calcular el acero mínimo, de las cuales se escoge en valor mayor, son las siguientes:

Ecuación 25. Acero mínimo. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015)

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy} * b * d$$

Asmin=	0.0003822	m2
Asmin=	3.82	cm2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

Asmin=	0.0003311	m2
Asmin=	3.31	cm2

As	Asmin	As > As_{min}
3.24	3.82	No cumple

Cuando el valor calculado de acero de refuerzo es menor que el acero mínimo, se procede a utilizar la relación:

$$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$$

$$\frac{4}{3} As_{calculado} = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \mathbf{2 \text{ } \emptyset \text{ } 12 + 1 \text{ } \emptyset \text{ } 14}$$

A continuación, se calcula la cuantía máxima para zonas sísmicas mediante la Ecuación 26, la cual debe ser mayor que la cuantía determinada.

Ecuación 26. Cuantía máxima permisible para zonas sísmicas. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015)

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

ρb=	0.0245
ρmax=	0.0122

La cuantía de acero se obtiene mediante la Ecuación 27:

Ecuación 27. Cuantía de acero. Fuente: (NEC - SE -HM, 2015)

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

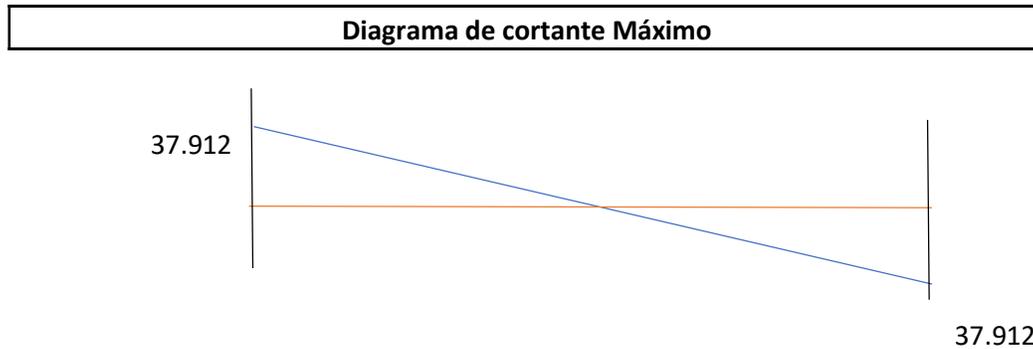
ρ=	0.0029	
ρ	ρmax	ρ < ρ_{max}
0.0029	0.0122	Cumple

Posteriormente se calcula el acero por temperatura que se obtiene de la multiplicación de la cuantía de acero por temperatura por la base de la viga y la altura efectiva.

Astemp=	2.03	cm2
----------------	------	-----

∴ 2 Ø 12

El diseño a corte de la viga se realiza a través del diagrama de corte



Cortante crítico a la distancia del peralte:

$$V_u = V - (W_u * d) = 37.91 T - \left(10.83 \frac{T}{m}\right) = 33.04 T$$

Cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} * 30cm * 45cm = 9600 T$$

Cortante resistente del acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{33.04 T}{0.75} - 9.60 T = 34.45 T = 34449.59Kg$$

Cálculo del espaciamiento del estribo en zona crítica:

$$A_v = 2 * A_s = 2 * 0.79 cm^2 = 1.58 cm^2$$

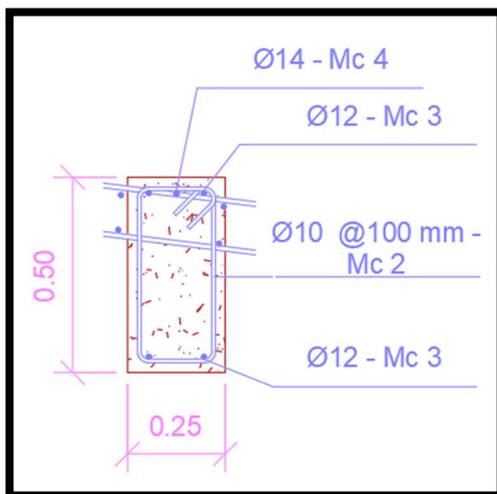
$$S = \frac{f_y * A_v * h}{V_s} = \frac{4200kg}{cm^2} * 1.58 cm^2 * 50 cm}{34449.59Kg} = 9.69 cm \approx 10 cm$$

Cálculo del espaciamiento máximo fuera de la zona crítica:

$$S_{max} = \frac{d}{4} = \frac{45 cm}{4} = 11.25 cm$$

∴ 1 Ø 10 @ 10 cm

Ilustración 29. Detalle de armado de viga,



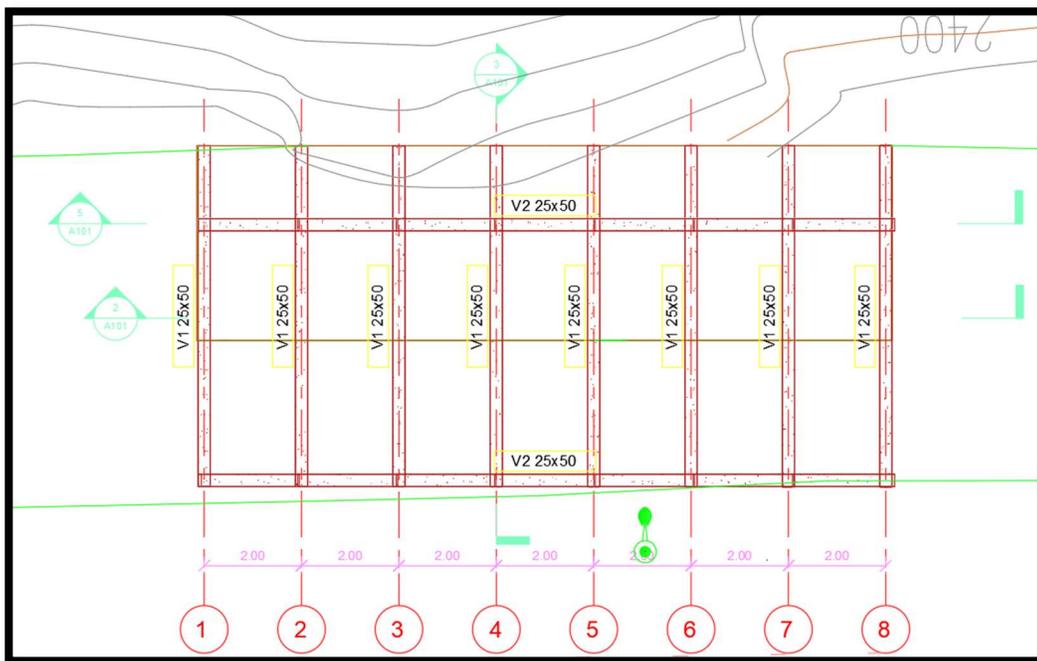
Fuente: Autor

4.4.3. Configuración estructural

En las Ilustraciones 30, 31, 32 y 33 se presentan gráficamente los resultados del prediseño y diseño de la estructura, los cuales se podrán observar más a detalle en el ANEXO 3.

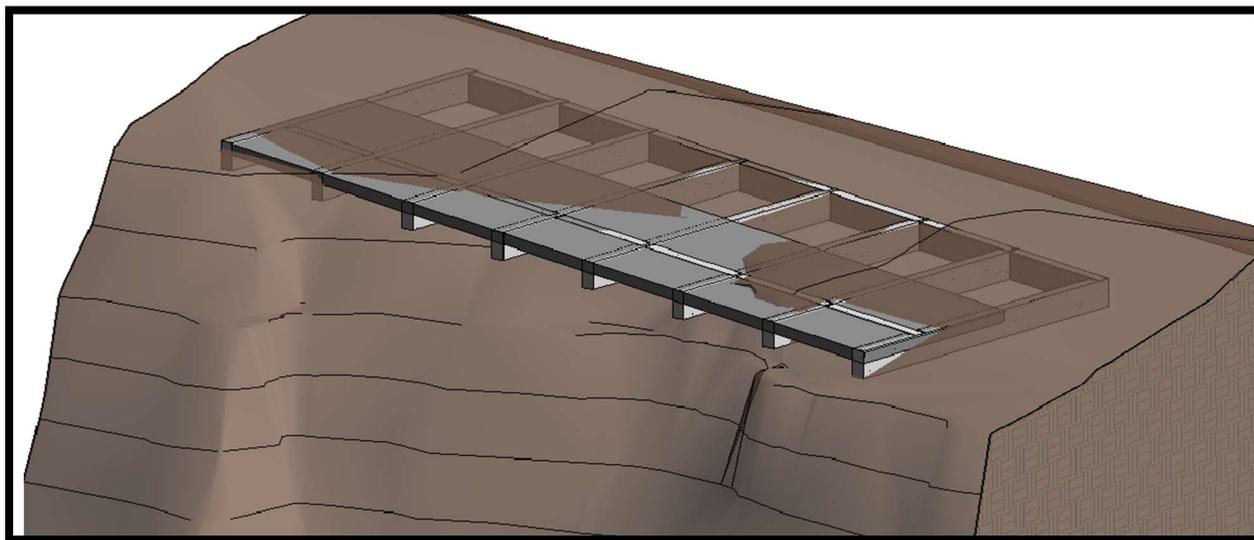
- **Implantación de la estructura**

Ilustración 30. Implantación de la estructura.



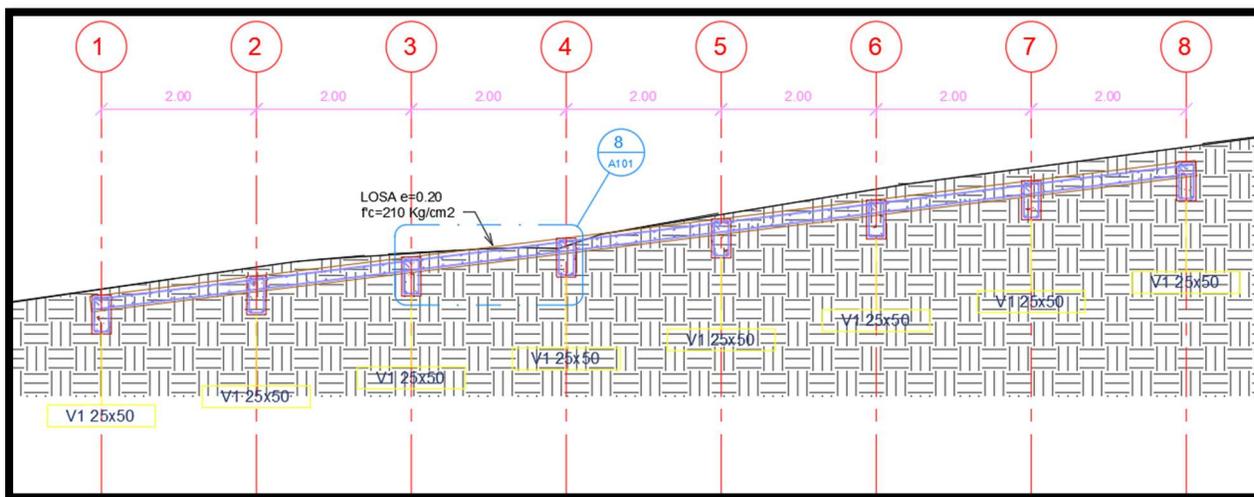
Fuente: Autor

Ilustración 31. Vista 3D.



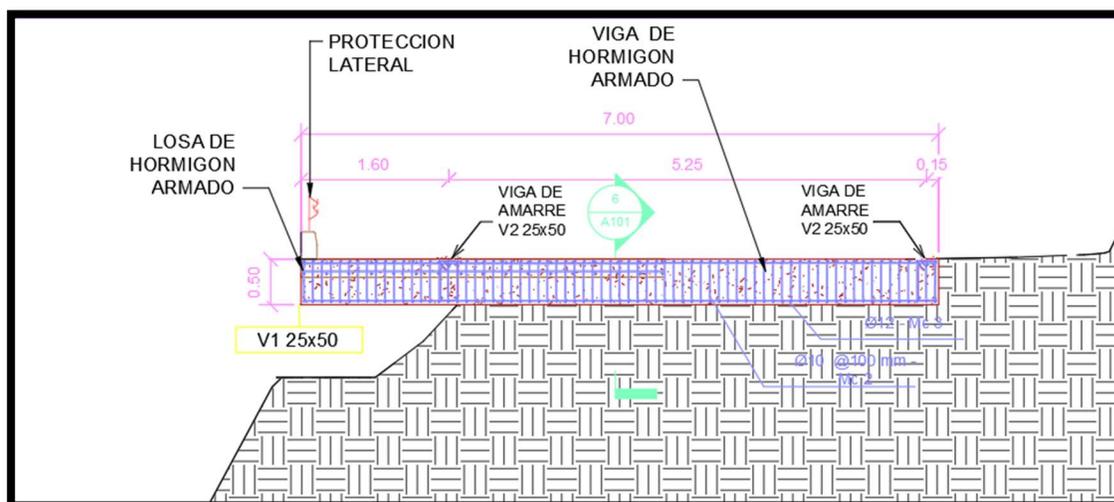
Fuente: Autor

Ilustración 32. Corte 2-2.



Fuente: Autor

Ilustración 33. Corte 3 - 3.



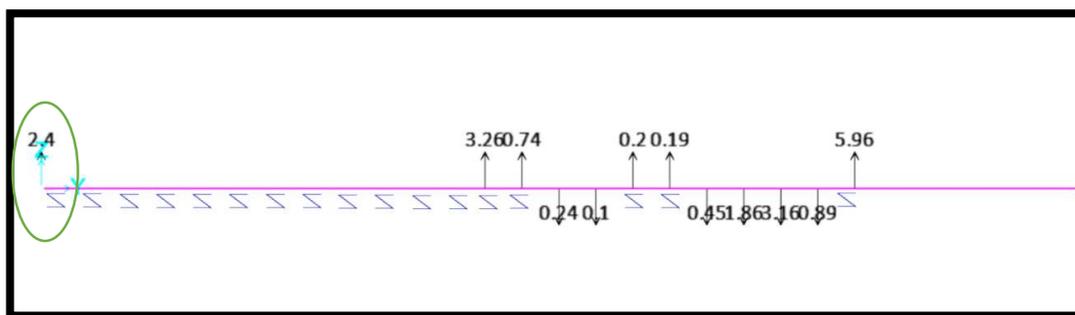
Fuente: Autor

4.5. Anclajes

La necesidad de anclar un extremo de la estructura para prevenir que esta se voltee se determinó por medio del modelo en SAP2000 considerando todas sus condiciones de diseño además de dimensiones y cargas aplicadas.

Luego del análisis estructural, observando la reacción en el nudo crítico de 2.4 T, como se muestra en la Ilustración 34, se ha llegado a la conclusión de que la estructura se podrá mantener en equilibrio por su propio peso y ubicación, es decir, las cargas y peso propio de la porción de vigas que se encuentran en volado, no son suficientes para voltear la estructura, por lo tanto, no será necesario anclar el extremo de las vigas que se encuentra sobre el suelo.

Ilustración 34. Reacciones en los nudos de la viga de hormigón armado.



Fuente: Autor

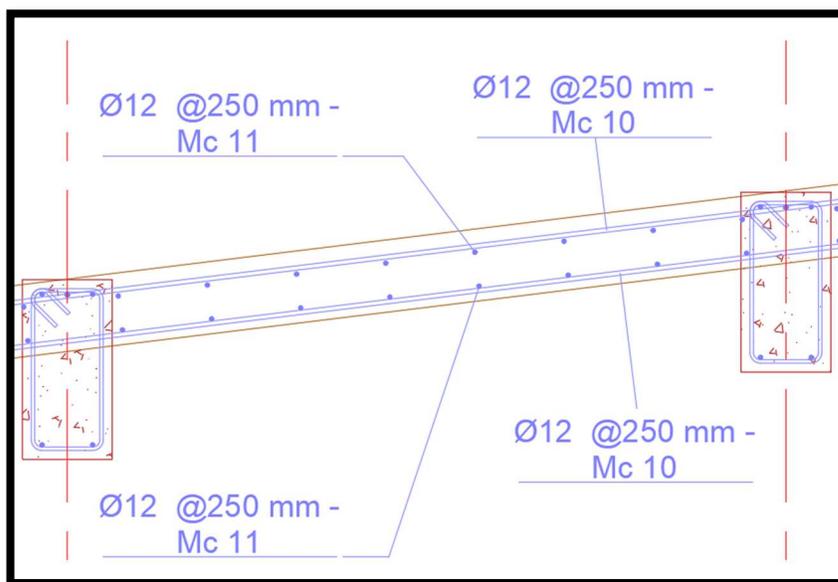
4.6. Comparación de Resultados

Una vez efectuado el diseño de la solución constructiva, se procederá a realizar una comparación de la estructura que ya se encuentra construida con la estructura propuesta tomando en cuenta que esta es la más óptima, a fin de obtener un cuadro de volúmenes de obra donde se estimará los excedentes de acero y hormigón los cuales influyen significativamente en el costo final de la obra.

4.6.1. Losa de Hormigón Armado

De acuerdo a los diseños elaborados anteriormente para la solución propuesta, se ha obtenido una losa de 7 paneles de 4.0x2.0m y 20 cm de espesor con un armado superior, inferior y por temperatura de 1 \varnothing 12 @ 25cm, como se muestra en la Ilustración 35.

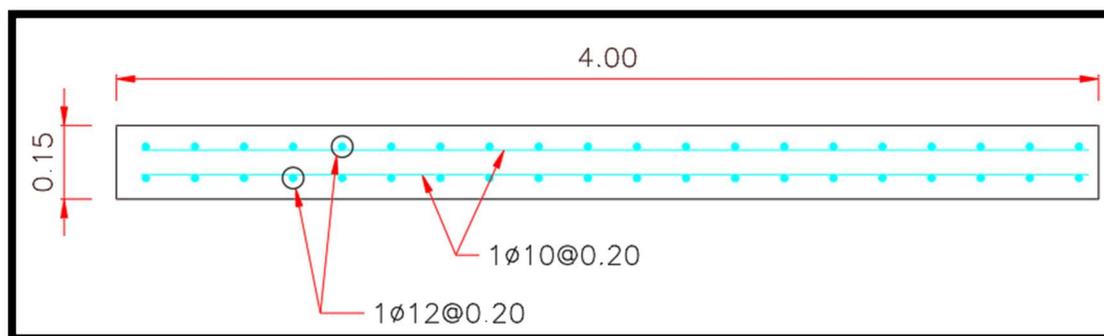
Ilustración 35. Detalle de sección y armado de losa propuesta.



Fuente: Autor

En comparación con la estructura construida que tiene una losa de 6 paneles de 4.0x1.5m, 5 paneles de 4.0x1.80 y 15 cm de espesor con un armado longitudinal 1 \varnothing 12 @ 20 cm y por temperatura de 1 \varnothing 10 @ 20cm, como se muestra en la Ilustración 36.

Ilustración 36. Detalle de sección y armado de losa construida.



Fuente: Autor

De la información presentada, de acuerdo a la Tabla 34, se observa que existe un excedente de acero en losa respecto a la solución propuesta del 13.87% y en costo del 0.54% equivalente a 15 USD.

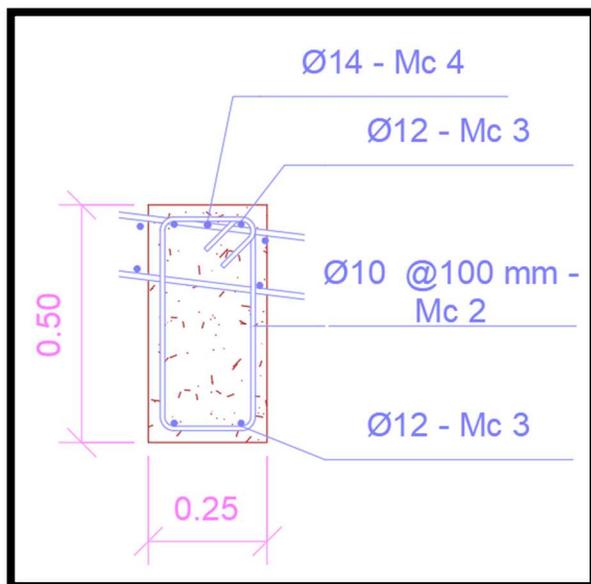
Tabla 34. Resumen de costo de construcción de losa. Fuente: Autor.

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$				
	Construido	Propuesto	Diferencia de cantidades	% excedente
Peso (kg)	945.23	830.1	115.13	13.87
Costo (USD)	1380.04	1211.95	168.09	
Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$				
	Construido	Propuesto	Diferencia de cantidades	% excedente
Volumen (m³)	10.20	11.4	1.20	10.53
Costo (USD)	1305.60	1459.20	153.60	
Precio total de losa	2685.64	2671.15	14.49	0.54

4.6.2. Vigas

De acuerdo a los diseños elaborados anteriormente para la solución propuesta, como se muestra en la Ilustración 37, se ha obtenido 8 vigas de 7m y sección de 25x50cm, con un armado superior de $2 \text{ } \varnothing 12 + 1 \text{ } \varnothing 14$ e inferior de $2 \text{ } \varnothing 12$ con estribos de $1 \text{ } \varnothing 10 @ 10 \text{ cm}$.

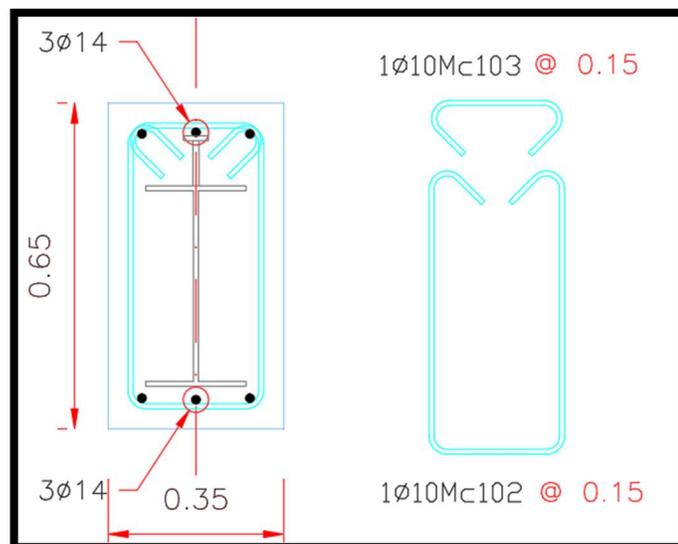
Ilustración 37. Sección transversal de la viga propuesta.



Fuente: Autor

En comparación con la estructura construida que consta de 12 vigas de 7m y sección de 35x65cm, con un armado superior e inferior de 3 Ø 14 con estribos de 1 Ø 15 @ 10cm, a su vez tienen embebido un perfil tipo “I” de 7m fabricado en obra con placas de 10mm de espesor, alas de 200mm y altura de 400 mm, detallados en la Ilustración 38.

Ilustración 38. Detalle de sección y armado de viga construida.



Fuente: Autor.

De la información presentada en la Tabla 35 se observa que existe un excedente de acero en viga respecto a la solución propuesta del 460.41%, en volumen de hormigón del 160% y en costo del 327.13% equivalente a 9909.82 USD.

Tabla 35. Resumen de costo de construcción de vigas. Fuente: Autor

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$				
	Construido	Propuesto	Diferencia de cantidades	% excedente
Peso (kg)	6469.01	1154.34	5314.67	460.41
Costo (USD)	9444.75	1685.34	7759.42	
Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$				
	Construido	Propuesto	Diferencia de cantidades	% excedente
Volumen (m3)	27.30	10.5	16.80	160.00
Costo (USD)	3494.40	1344.00	2150.40	
Precio total por vigas	12939.15	3029.34	9909.82	327.13

4.6.3. Anclajes

En base al análisis previo se concluye que la estructura propuesta no requiere de anclajes verticales, ya que se mantiene en equilibrio debido a su propio peso. La estructura construida, consta de 24 anclajes (2 por viga) de 15mm de diámetro y 4 m de longitud, con un costo de 2880 USD, como se detalla en la Tabla 36.

Tabla 36. Resumen de costo de construcción de anclajes. Fuente: Autor

Anclajes verticales				
	Construido	Propuesto	Diferencia de cantidades	% excedente
Longitud (m)	96.00	0	96.00	100.00
Costo (USD)	2880.00	0.00	2880.00	
Precio total por anclajes	2880.00	0.00	2880.00	100.00

4.6.4. Comparación de Costos Totales

En la Tabla 37, se presenta un cuadro de resumen de costos totales de construcción de la estructura construida versus la propuesta, donde el precio que predomina es el de vigas y anclajes, además se nota que la estructura construida excede en un 224.62% respecto al costo de la estructura propuesta.

Tabla 37. Resumen de costos totales de construcción. Fuente: Autor

	Construido	Propuesto	Diferencia de cantidades	% excedente
Precio total de losa	2685.64	2671.15	14.49	0.54
Precio total por vigas	12939.15	3029.34	9909.82	327.13
Precio total por anclajes	2880.00	0.00	2880.00	100.00
Costo total	18504.79	5700.48	12804.31	224.62

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Una vez realizado el diseño del armado de la estructura se efectuó una comparación con respecto al acero que se utilizó en la obra construida, donde se observa una gran diferencia en cuanto a cantidad de armado. La obra actual utilizó 7414 kg de acero, la solución diseñada en el presente estudio, ocuparía 1984 kg de acero, siendo este valor 6 veces menor, esto debido en gran parte a que la obra actual cuenta con vigas de hormigón armado con una viga metálica tipo I embebida en su interior.
- Del análisis y comparación de volúmenes de hormigón y cantidad de acero de ambas estructuras se ha realizado una comparación simple de precios de donde se observa que la estructura construida es un 224% más costosa respecto a la solución propuesta en el presente trabajo.
- A partir de las dimensiones de la obra actual en relación con la obra diseñada en el presente trabajo, se concluye que las vigas metálicas tipo I embebidas en las vigas de hormigón ya construidas no son necesarias y que fueron utilizadas posiblemente con la finalidad de ocupar un material sobrante de otra obra civil.
- Del análisis del modelo de la estructura completa se concluye que la solución propuesta no necesitará de anclajes debido a que se mantiene en equilibrio por su propio peso.
- En base al estudio geotécnico se realizó un análisis de estabilidad de taludes en condiciones estáticas y pseudo – estáticas, de dicho análisis se obtuvo como resultado que bajo las condiciones aplicadas de talud natural y de talud con la implantación de la

solución constructiva, es estable sin necesidad de ejecutar obras adicionales. Además, se observa que los anclajes construidos no fueron necesarios, ya que dicha obra no beneficia la estabilidad de la mesa de la vía.

- Finalmente cabe indicar que la estructura construida actualmente sobre el talud cumple con los códigos de seguridad y funcionamiento, sin embargo, es susceptible de optimización, como se ha demostrado en el presente trabajo.

5.2. Recomendaciones

- Para este tipo de obras es necesario obtener un levantamiento topográfico de precisión, a fin de generar correctamente la superficie en donde será implantada la obra, además se requiere realizar al menos 2 ensayos SPT para comprobar que la estratigrafía es la misma dentro del área de estudio. Del ensayo SPT se obtendrán muestras alteradas que en laboratorio se deben analizar con la finalidad de modelar el perfil estratigráfico, el cual deberá contar con resultados de tipo de suelo, cohesión, ángulo de fricción y peso específico, estos resultados pueden ser verificada por medio de ensayo triaxial o corte directo de muestras inalteradas que pueden ser obtenidas de la pared del talud a diferentes alturas.
- Con la finalidad de obtener resultados más fiables al modelar un talud se requiere contar ensayos de suelos, de dónde el ensayo SPT es una gran herramienta, debido a que toma muestras de suelo cada metro, brindando así mayor información para la caracterización del suelo y definición de sus estratos, los cuales son esenciales para obtener factores de seguridad más fiables y tomar las medidas necesarias en cuanto a estabilización de taludes.

- Debido a que existen varios métodos para el cálculo de estabilidad de taludes, escoger el más apropiado en cuanto a brindar los valores más cercanos a la realidad es de mucha importancia, por tal motivo se recomienda escoger el método más riguroso, es decir el que presente resultados más críticos. El método de Bishop (ordinario) no descuida ninguna contribución de fuerzas entre bloques, ante esto Janbu extendió este método a superficies de deslizamiento de cualquier forma añadiendo además un factor de corrección para el método ordinario, dándole una mayor validez dentro del campo de estudio.
- Es de gran importancia tener en cuenta la que la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Peligró Sísmico – Diseño Sismorresistente, divide al país en 6 zonas en base a su peligrosidad, de donde se extrae que la ciudad de Quito, más en concreto la parroquia de Calderón se encuentra en la zona 5 catalogada como de peligrosidad sísmica alta, por lo tanto, con la finalidad de preservar la integridad de la estructura como de sus usuarios, es necesario realizar un perfil sísmico en función de la ubicación y tipo de suelo en función de N de campo, de donde se obtiene factores sísmicos que se deben tomar en cuenta en el análisis pseudo estático tanto de estabilidad de taludes.

CAPÍTULO VI

REFERENCIAS

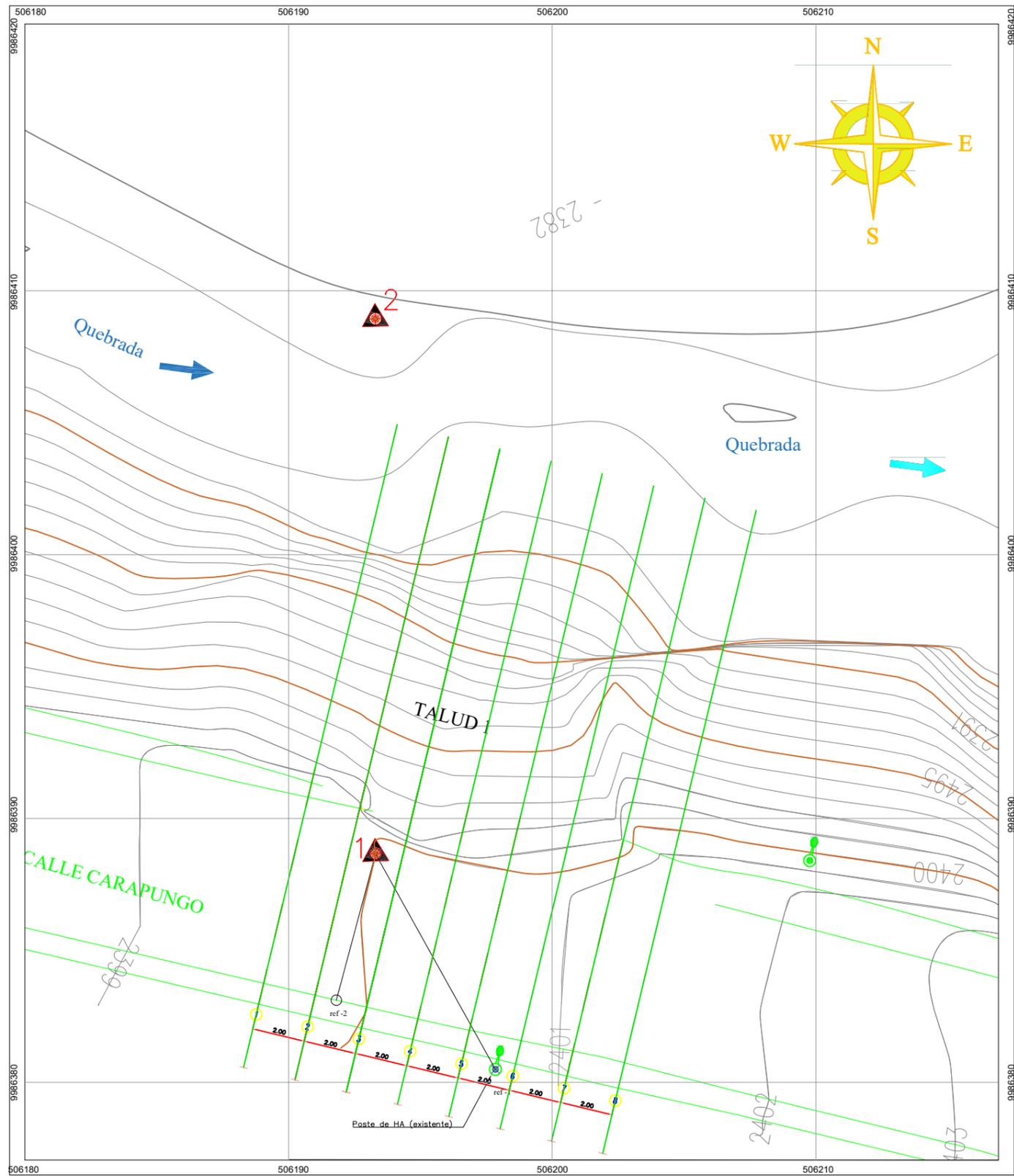
- AASHTO, A. A. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington DC: AASHTO.
- ACI 318S-14, A. C. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* . Michigan: American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Angamarca, F. F. (2010). *Modelación Numérica de Estabilidad de Taludes Controlados por la Presencia de niveles de Despegue de Alta Plasticidad y Permeabilidad*. Loja: Universidad Técnica Particular de Loja.
- ASTM D-1586, A. S. (1999). *Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*. Pensilvania: American Society For Testing And Materials.
- ASTM D-2850, A. S. (2003). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. Pensilvania: American Society For Testing And Materials.
- ASTM D-3080, A. S. (2003). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Pensilvania: American Society For Testing And Materials.
- ASTM D-4318, A. S. (2000). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. Pensilvania: ASTM.

- Atala, C. A. (2011). *Estudio Experimental Sobre Correlaciones En Suelos Granulares Finos (Arenas) Compactados, Usando Equipos De Penetración*. Lima: Universidad Nacional De Ingeniería.
- Barberi, F. (1988). *Plio-Quaternary volcanism in Ecuador*. Cambridge: Geological Magazine.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico D.F.: Cengage Learning.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Florida: Taylor & Francis Group.
- Das, B. A. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. Henderson: Springer.
- Felipe, E. F. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. Piura: Universidad de Piura.
- FHWA, F. H. (2009). *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes- Vol I*. Washington D.C.: FHWA.
- Guamán, M. V. (2014). *Revisión y cambio al diseño geométrico de la prolongación de la Avenida Simón Bolívar al norte de la Ciudad de Quito*. Quito: Universidad San Francisco de Quito.
- Guerrón, A. M. (2012). *Análisis de la Influencia del porcentaje de finos en la capacidad de carga admisible de la cangahua en la ciudad de Quito, Ecuador*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Heraldo. (14 de Agosto de 2018). *Sanción por modificación del cauce del río Ambato*. Obtenido de El Heraldó: <https://www.elheraldo.com.ec/sancion-por-modificacion-del-cauce-del-rio-ambato/>
- IGM. (1982). *Mapa Geológico del Ecuador*. Quito: IGM.

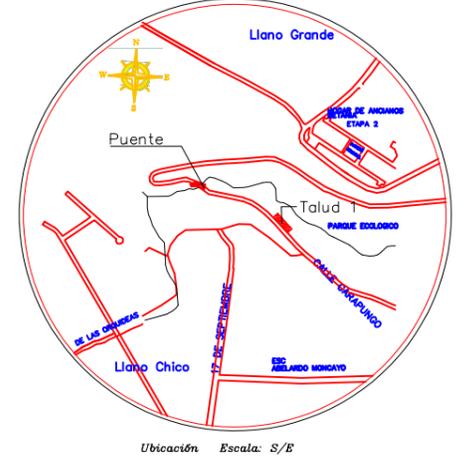
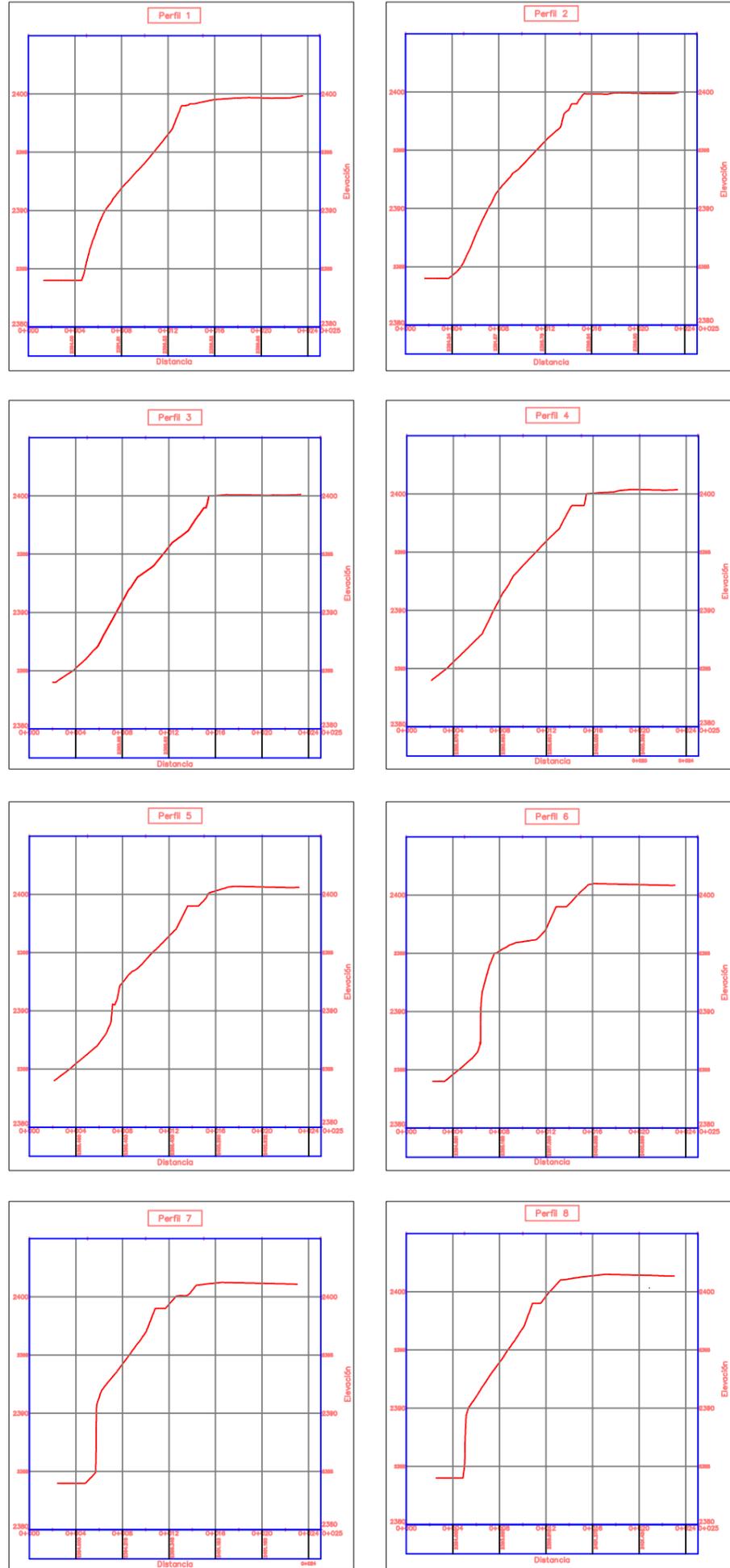
- Jaramillo, J. (2015). *Desarrollo Y Análisis de Tablero Para Puentes Vehiculares Formado Por Vigas-Cajón De 12, 15 Y 18 Metros de Luz*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Leoni, A. (2015). *Apunte de Coeficiente de Balasto*. La Plata: Universidad Nacional de La Plata.
- McCormac, J. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico D.F.: Algaomega.
- MTOP, M. d. (2003). *Normas de Diseño Geométrico de Carreteras*. MTOP.
- NEC - SE - DS, C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico*. Quito: Cámara de la Industria de la Construcción.
- NEC - SE - GC, C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Geotécnica y Cimentaciones*. Quito: Cámara de la Industria de la Construcción.
- NEC - SE -HM, C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Cámara de la Industria y la Construcción.
- NLT-203/72, A. T. (1972). *Toma de Muestras Superficiales de Suelo de tipo inalterado*. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras.
- Ovando Shelley, E. (2002). *Manual de Construcción Geotécnica*. México: Sociedad Mexicana de Mexcánica de Suelos.
- Sánchez, A. G. (2017). *Desarrollo de una aplicación basada en Matlab para el cálculo de cimentaciones sobre un lecho elástico*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
- Sánchez, E. F. (2018). *Caracterización Geotécnica del Centro Norte de Quito Relacionada con el Uso y ocupación del Suelo por Obras Civiles (Tesis Magister)*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Santander, P. E. (2012). *Aplicación De Un Sistema Hazus (Selena) Para La Valoracion De Peligrosidad Por Sismicidad En Los Sectores De Mayor Deformacion Tectonica Del Distrito Metropolitano De Quito*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejercito.

- Simbaña, B. J. (2015). *Estudio Geológico y Geomecánico a Escala 1: 10000 del Extremo Norte de la Cubeta de Quito entre los Sectores de el Batán hasta Vindobona*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Suarez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda. .
- Ucar, R. (2002). *Manual de Anclajes en Obras de Tierra*. Mérida: Universidad de los Andes Venezuela.
- Valverde J, F. J. (2002). *Microzonificación sísmica de los Suelos del Distrito Metropolitano de la Ciudad de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Valverde, J. (1997). *Determinación Analítica de la Capacidad de Carga en Base al SPT*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Villagómez, D. R. (2003). *Evolución Geológica Plio - Cuaternaria del Valle Interandino Central en Ecuador (Zona de Quito - Guayabamba - San Antonio)*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- W. Winkler, e. a. (2004). *The Chota basin and its significance for the inception and tectonic setting of the inter-Andean depression in Ecuador*. Switzerland: Journal of South American Earth Sciences.

ANEXOS



PERFILES TRANSVERSALES ESCALA 1:250



SIMBOLOGIA:

- CURVA DE NIVEL MAYOR
- CURVA DE NIVEL MENOR
- BORDILLO
- RIO
- POSTE
- PUNTO DE CONTROL

COORDENADAS			
UBICACIÓN	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
Pto. Control 1	99863389,261	506193,239	2400,00
Pto. Control 2	9986402,411	506142,822	2394,98
Ref. 2	9986383,697	506191,753	2400,66
Ref. 1	9986407,099	506191,753	2400,71

Sistema de Referencia Espacial para el Distrito Metropolitano de Quito - SIRES-DMQ
Sistema de Coordenadas: TMQ - Datum: WGS84 - Zona 17Sur

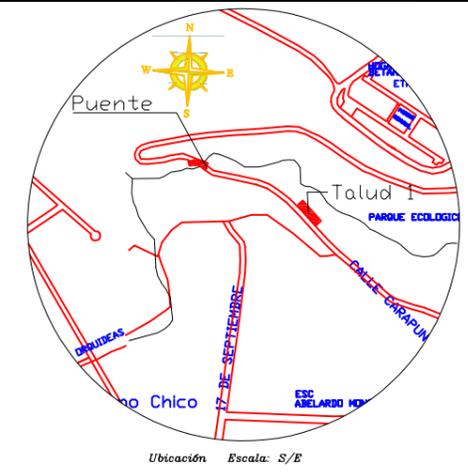
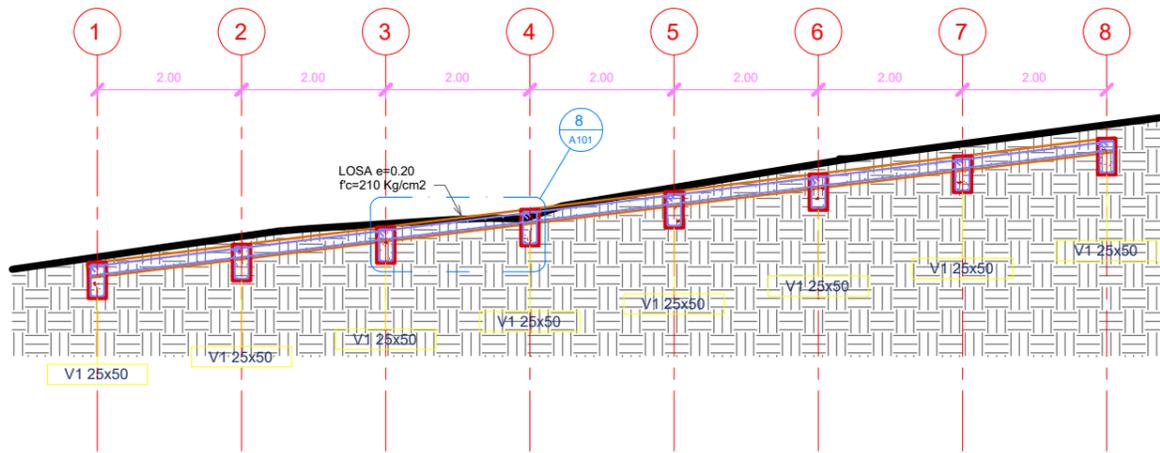
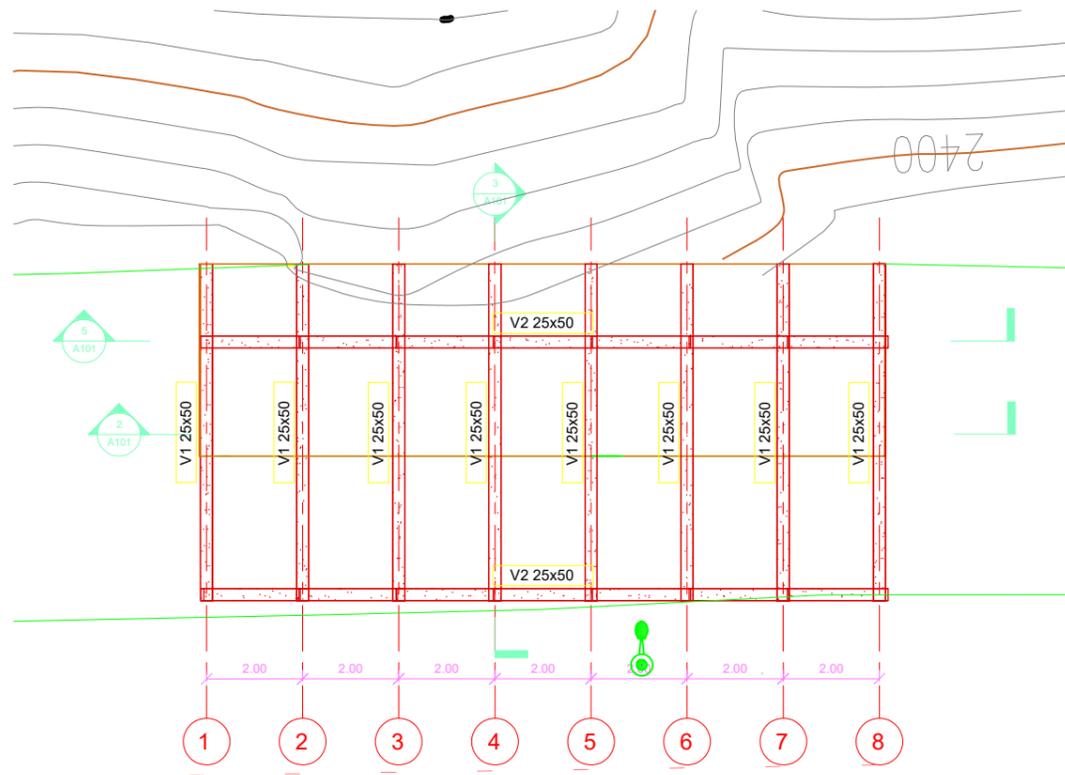
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
Sede Quito
Carrera de Ingeniería Civil

PROYECTO : ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PRESENTADA ANTE EL DESLIZAMIENTO DE LA CALLE CARAPUNGO QUE COMUNICA A LLANO CHICO CON LLANO GRANDE

CONTIENE : ESTUDIO TOPOGRÁFICO

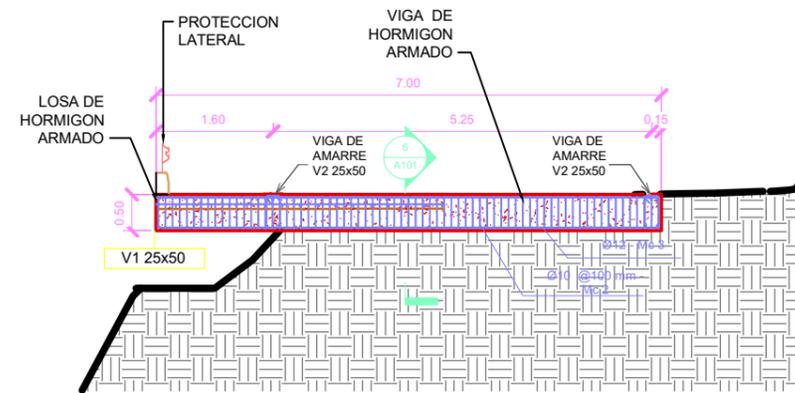
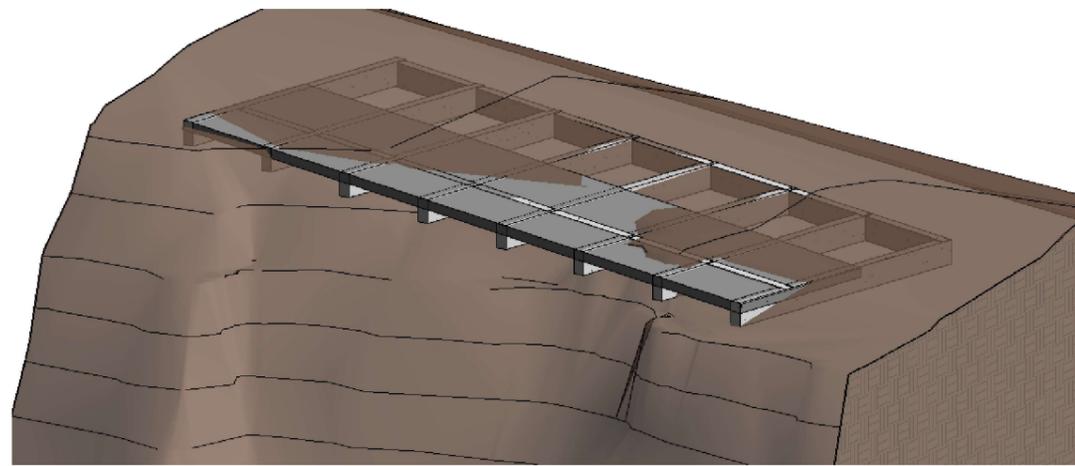
UBICACIÓN : Calle Carapungo, Llano Chico, Norte DMQ
ESCALAS: INDICADAS
FECHA: Julio / 2020
LÁMINA: 1 / 2

AUTOR: GABRIEL MARCELO BORJA MENÉNDEZ
TUTOR: ING. HUGO FLORENCIO TORRES MERINO



1 IMPLANTACIÓN: VISTA EN PLANTA
1:75

2 Sección 1
1:50



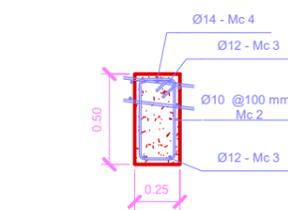
3 Sección 2
1:50

4 VISTA 3D

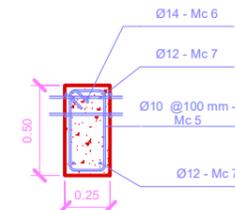


5 Sección 3
1:50

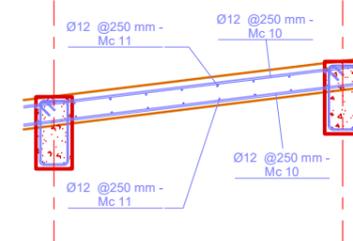
PLANILLA DE ACERO										
Mc	Ø	#	A	B	C	D	Long. unitaria	Long. total	Peso por metro	Peso [kg]
2	10 mm	568	0.11	0.45	0.20	0.45	1.46	829.07	0.617	511.54
3	12 mm	32	0.20	6.95	0.00	0.00	7.29	233.18	0.888	207.06
4	14 mm	8	0.20	6.95	0.00	0.00	7.28	58.26	1.208	70.37
5	10 mm	252	0.11	0.45	0.20	0.45	1.46	367.62	0.617	226.82
6	14 mm	2	0.00	0.15	14.32	0.15	14.55	29.10	1.208	35.16
7	12 mm	8	0.00	0.15	14.32	0.15	14.55	116.43	0.888	103.39
8	12 mm	1	0.00	3.74	0.00	0.00	3.74	3.74	0.888	3.32
10	12 mm	34	0.00	14.32	0.00	0.00	14.32	486.80	0.888	432.28
11	12 mm	112	0.00	4.00	0.00	0.00	4.00	448.00	0.888	397.82
							1017	2572.19		1987.76



6 VIGA TRANSVERSAL
0.25x0.5m
1:20



7 VIGA DE AMARRE
0.25x0.5m
1:20



8 DETALLE DE LOSA
1:25