



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD, EN EL
BARRIO “ESPEJO” DE LA PARROQUIA CHILLOGALLO, CANTÓN QUITO,
PROVINCIA DE PICHINCHA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: Washington Bladimir Calderón Cabascango
TUTOR: Marlon Manolo Arévalo Navarrete

Quito - Ecuador
2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Washington Bladimir Calderón Cabascango con documento de identificación N° 1721585527; manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Washington Bladimir Calderón Cabascango

172158552

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Yo, Washington Bladimir Calderón Cabascango con documento de identificación N° 1721585527, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: “Diseño de un sistema de Estabilización de un Talud, en el Barrio “Espejo” de la Parroquia Chillogallo, Cantón Quito, Provincia de Pichincha”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Washington Bladimir Calderón Cabascango

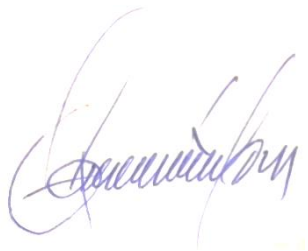
1721585527

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Marlon Manolo Arévalo Navarrete con documento de identificación N° 1706746029, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE UN SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD, EN EL BARRIO “ESPEJO” DE LA PARROQUIA CHILLOGALLO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA, realizado por Washington Bladimir Calderón Cabascango con documento de identificación N° 1721585527, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Ing. Marlon Manolo Arévalo Navarrete, MSc.

1706746029

DEDICATORIA

Dedico el presente proyecto en primer lugar a Dios, por haberme dado la vida y permitirme haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi esposa por su gran apoyo, comprensión e infinito amor porque sin duda ella ha sido mi mayor apoyo en esta etapa de mí de mi vida, es esa persona que siempre está conmigo en los buenos momentos y aún más en los malos y siempre he sentido su apoyo incondicional y creyó en mí.

A mi hija quien ha sido mi mayor motivación para no rendirme en esta etapa de mi vida y de esta manera llegar hacer un ejemplo para ella.

A mis padres porque ellos me han dado la vida, por sus consejos, su apoyo y su paciencia, ya que todo lo que hoy se es gracias a ellos.

A mis abuelos que Dios los tiene en su gloria y que ahora son ángeles en mi vida y sé que se encuentran muy orgullosos de su nieto y del hombre en el que me he convertido sé que desde donde están me bendicen día a día.

Al completar una etapa importante en mi vida, quiero dedicar la conclusión de este proyecto de titulación a todas las personas que han sido fundamentales en mi desarrollo académico y personal, brindándome su apoyo, cariño y paciencia.

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi amada esposa e hija por su inquebrantable apoyo y amor durante todo el proceso de investigación y redacción de esta tesis. Su paciencia, aliento y comprensión han sido fundamentales en cada etapa de este arduo camino. Gracias por creer en mí, por entender mis ausencias y por motivarme en momentos de duda. Su presencia constante y su confianza en mis habilidades han sido un verdadero regalo y una fuente inagotable de inspiración. No habría sido posible sin ustedes a mi lado, y estoy eternamente agradecido por ser bendecido con una esposa e hija tan maravillosas.

De la misma manera agradezco a mis padres, suegros, hermano, sobrinos, cuñadas y cuñados también por que han jugado un papel fundamental en mi vida, nunca dejando de animarme y alentarme para que persevere y logre mis metas e ideales.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de estudio.	2
1.2.1 Antecedentes.....	2
1.2.2 Importancia y alcance.....	3
1.2.3 Delimitación.	3
1.3 Justificación.	4
1.4 Grupo objetivo (beneficiarios).....	5
1.5 Objetivos.....	5
1.5.1 Objetivo general.....	5
1.5.2 Objetivos específicos.....	5

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Muros de contención	7
2.1.1 Clasificación de los muros de contención.....	7
2.2 Factor sísmico.....	22
2.3 Factor de seguridad.....	23
2.4 Tipo de fallas de taludes	24
2.5 Método de bishop simplificado	25

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipos de investigación	28
3.2 Método.....	28
3.3 Técnicas de recolección de información	29
3.4 Proceso técnico de Ingeniería Civil	30

3.4.1 Primera etapa.....	30
3.4.2 Segunda etapa.....	30
3.4.3 Tercera etapa.	31

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DEL SUELO

4.1 Levantamiento topográfico.....	32
4.1.1 Factor geométrico.	33
4.1.2 Factor hidrológico.....	35
4.1.3 Factor de carga.	36
4.1.4 Factor de seguridad.....	36
4.1.5 Factor sísmico.....	36
4.2 Ensayo de penetración estándar (SPT).	37
4.2.1 Límites de consistencia.	38

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN

5.1 Factor de elevación.....	39
5.2 Factor suelo.	40
5.3 Aspectos constructivos.	42
5.4 Factor de seguridad.....	43
5.5 Factor económico.	45

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BISHOP

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN CON GEO5

CAPÍTULO VIII

PROPUESTA DE SOLUCIÓN DEL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN

8.1 Reducción de la pendiente.....	73
------------------------------------	----

8.2 Construcción de bermas.....	74
8.3 Muro claveteado.	75
8.3.1 Diseño inicial de los clavos.	77
8.3.2 Análisis de la pantalla del muro.....	85
8.3.3 Verificación de la capacidad portante de los clavos.....	97
8.3.4 Verificación de equilibrio.	98
8.3.5 Verificación por capacidad portante.....	100
CONCLUSIONES	106
RECOMENDACIONES	107
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108
ANEXOS	110

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Métodos de diseño.	20
Tabla 2. Diseño de un muro claveteado.	21
Tabla 3. Casos para el factor de seguridad.	24
Tabla 4. Tipología de fallas.	25
Tabla 5. Geometría del talud.	35
Tabla 6. Coordenadas de los sondeos.	37
Tabla 7. Uso de aplicación según su altura.	39
Tabla 8. Condiciones para muros anclados.	41
Tabla 9. Condiciones para muros claveteados.	41
Tabla 10. Medidas representativas de los sistemas de retención.	42
Tabla 11. Eficiencia de los sistemas.	43
Tabla 12. Factores de seguridad diseñados.	44
Tabla 13. Presupuesto muro claveteado.	46
Tabla 14. Presupuesto muro anclado.	46
Tabla 15. Datos generales del proyecto.	51
Tabla 16. Coordenadas de la franja inicial.	52
Tabla 17. Coordenadas de las dovelas.	57
Tabla 18. Factor de seguridad basado en el método de Bishop.	58
Tabla 19. Factor de seguridad basado en el método de Bishop.	59
Tabla 20. Coordenadas globales del talud.	62
Tabla 21. Propiedades del suelo.	63
Tabla 22. Propiedades del suelo.	64
Tabla 23. Propuesta inicial.	76
Tabla 24. Factores de resistencia del suelo.	78
Tabla 25. Propiedades de los Nails.	81
Tabla 26. Esfuerzo último de los Nails.	81

Tabla 27. Factores de presión.	87
Tabla 28. Propiedades de los pernos.	88
Tabla 29. Propiedades del perno asumido.	89
Tabla 30. Modos de falla en la pantalla.	91
Tabla 31. Propiedades del perno asumido.	93
Tabla 32. Modos de falla en la pantalla perno más grande.	95
Tabla 33. Datos generales para la pantalla.	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica del proyecto.	4
Figura 2. Muro de gravedad.	8
Figura 3. Muro de semigravedad.	9
Figura 4. Muro en voladizo.	10
Figura 5. Muro con contrafuertes.	11
Figura 6. Sistema claveteado.	12
Figura 7. Tipos de clavos.	13
Figura 8. Elementos de un muro claveteado.	14
Figura 9. Excavación por niveles.	15
Figura 10. Zonas sísmicas.	22
Figura 11. Método de Bishop.	26
Figura 12. Levantamiento topográfico.	33
Figura 13. Cortes A-A y B-B del talud.	33
Figura 14. Perfiles A y B del talud.	34
Figura 15. Escorrentía que presenta el talud.	35
Figura 16. Cargas que presenta el talud.	36
Figura 17. Falla circular del talud.	49
Figura 18. División de dovelas en el talud.	50
Figura 19. Franja N°1 de la falla del talud.	51
Figura 20. Sección transversal del talud.	57
Figura 21. Coordenadas dispuestas en el talud.	61
Figura 22. Análisis mediante métodos tradicionales.	65
Figura 23. Análisis estático aplicando métodos tradicionales.	65
Figura 24. Análisis estático mediante elementos finitos.	66
Figura 25. Análisis estático mediante elementos finitos.	67
Figura 26. Análisis sísmico mediante métodos tradicionales.	68

Figura 27. Análisis sísmico aplicando métodos tradicionales.....	69
Figura 28. Análisis sísmico mediante elementos finitos.	70
Figura 29. Análisis sísmico mediante elementos finitos.	71
Figura 30. Primera propuesta de solución.	74
Figura 31. Segunda propuesta de solución.	75
Figura 32. Geometría del talud.....	77
Figura 33. Factores de resistencia del suelo.	79
Figura 34. Esquema para $\beta = 0^\circ$ y $\theta = 4^\circ$	83
Figura 35. Reducción de la longitud del Nail.....	84
Figura 36. Longitud de los Clavos.	85
Figura 37. Distribución de los Nails.....	96
Figura 38. Verificación de la capacidad portante de los clavos.	97
Figura 39. Verificación de la capacidad portante en los Nails.....	98
Figura 40. Verificación de equilibrio.	99
Figura 41. Resultados obtenidos del programa.	99
Figura 42. Verificación de la capacidad portante.....	100
Figura 43. Resultados obtenidos del programa.	101
Figura 44. Verificación por dimensionamiento.....	102
Figura 45. Resultados obtenidos del programa.	102
Figura 46. Factor de seguridad global.	103
Figura 47. Resultados de cada círculo de falla.	104

RESUMEN

El presente proyecto de titulación está encaminado al diseño de un sistema de estabilización de un talud, estos por lo general representan un gran peligro; específicamente los inestables o los que se encuentra en la intemperie sin ninguna protección o cuidado, debido a que, pueden ser causantes de diferentes problemáticas como: la pérdida humana y material. Por esta razón, se desarrolló el diseño de un sistema de estabilización para el talud, en el barrio “Espejo” de la parroquia Chillogallo, cantón Quito, provincia de Pichincha, mediante el software Geo5 aplicando especificaciones técnicas, normas, NEC 2015 y ACI 318-19, con el fin de, implementar estructuras innovadoras en el país garantizando la estabilidad y seguridad de los residentes del área. Para esto, se llevó a cabo un estudio experimental y analítico el cual consistió en la recolección de información de los inconvenientes que se han venido presentando con el pasar del tiempo. Una vez identificado el problema se realizó un estudio del suelo in situ y de laboratorio; estos resultados obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) como la clasificación de suelo y el levantamiento topográfico, determinaron que es necesario la intervención de un muro de retención. En el programa se utilizó la opción de métodos de elementos finitos mediante un análisis sísmico, de tal forma que dio como un factor de seguridad de 0.47; demostrando así, que es un talud inestable. En la actualidad existen varios sistemas de retención y para decidir con qué tipo de estructura se puede trabajar en el proyecto, se generó una clasificación poniendo en consideración algunas características como: altura, seguridad y economía, de los cuales, quedaron únicamente los muros anclados y claveteados. Los resultados fueron favorables ya que se obtuvo un factor de seguridad promedio de 2.02 demostrando las ventajas al emplear este muro, concluyendo que el sistema claveteado es la mejor opción.

Palabras clave: talud, muro anclado, muro claveteado, factor de seguridad.

ABSTRACT

This degree project is aimed at the design of a slope stabilization system, these usually represent a great danger; specifically the unstable ones or those that are in the open without any protection or care, because they can cause different problems such as: human and material loss. For this reason, the design of a slope stabilization system was developed in the "Espejo" neighborhood of the Chillogallo parish, Quito canton, Pichincha province, using Geo5 software, applying technical specifications, standards, NEC 2015 and ACI 318-19, in order to implement innovative structures in the country, guaranteeing the stability and safety of the residents of the area. For this, an experimental and analytical study was carried out, which consisted of collecting information on the problems that have been occurring over time. Once the problem was identified, an in situ and laboratory study of the soil was carried out; the results obtained through the standard penetration test (SPT), soil classification and topographic survey determined that the intervention of a retaining wall was necessary. The finite element method option was used in the program by means of a seismic analysis, giving a safety factor of 0.47, thus demonstrating that it is an unstable slope. At present there are several retaining systems and to decide which type of structure to work with in the project, a classification was generated taking into consideration some characteristics such as: height, safety and economy, of which, only the anchored and nailed walls were left. The results were favorable since an average safety factor of 2.02 was obtained, demonstrating the advantages of using this wall, concluding that the nailed system is the best option.

Key words: slope, anchored wall, nailed wall, factor of safety.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de un sistema de retención es un proceso complejo que involucra una evaluación exhaustiva de los riesgos y necesidades específicas de cada proyecto. Según Das (2012), “Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo retenido detrás del muro” (p. 375). Al considerar cuidadosamente todos los aspectos técnicos, normativos y de seguridad, es posible diseñar un sistema efectivo y confiable, que proteja tanto el medio ambiente como las personas involucradas en la operación de las instalaciones.

Los problemas que se han venido presentando en el área de estudio son relevantes y se requiere la intervención de un sistema de estabilización para salvaguardar la integridad física y material de la zona.

Para proceder con el estudio es necesario la ayuda de la metodología experimental y analítica, en donde, se establecerán una serie de ensayos que servirán como punto de partida para el diseño. La modelación se ejecutará en el software Geo5 en su versión de prueba.

El método que se empleará para el análisis sísmico será el Bishop simplificado, este procedimiento se llevará a cabo de manera analítica y manual, con el propósito de verificar los resultados proporcionados por el software.

Lo primero que se realizará es un estudio del suelo seguido de la clasificación entre varios sistemas de retención con el fin de escoger la estructura que más se acople a la necesidad. Así también, poder analizar cada uno de sus características y que dé como resultado un factor de seguridad estable.

1.2 PROBLEMA DE ESTUDIO.

1.2.1 Antecedentes.

Los muros claveteados son un sistema relativamente nuevo en nuestro medio, muy económico y que tiene algunos factores de incertidumbre. Estos factores inciden específicamente en los anclajes ya que al ser un sistema novedoso no se ha establecido criterios tan relevantes y acertados.

Al tratarse de un novedoso sistema estructural, se tiene temor en la construcción, debido a que, en nuestro medio no es popular; sin embargo, este tipo de muros es muy bien aprovechados en otros países ya que para ellos no es desconocido.

El sector en donde se ha desarrollado toda esta problemática, es un lugar que anteriormente era utilizado como haciendas. Con el pasar del tiempo y desarrollo poblacional, estos lugares fueron urbanizándose cada vez más y como se conoce hoy en día se han establecido barrios.

El talud fue formado debido a que los pobladores del sector fueron construyendo sus viviendas para beneficio propio. Alrededor del año 2010, en la zona rural, en donde se encuentra ubicado el talud, se procedió a su formación, con un desbanque de tierras para la construcción de una fábrica de ladrillos.

Para el año 2013, la primera construcción que se ejecutó en el lugar, fue de una vivienda de un piso, con un área de 200 m^2 , la misma que aportó con la ampliación del talud; pero, no en gran magnitud.

En el año 2019, se ejecutó la remoción de tierras, formando en su mayoría lo que actualmente es el talud; debido a la construcción de la segunda y tercera vivienda.

Para el año 2020, en el mes de marzo, en épocas donde existe mayor precipitación, se dio lugar el deslizamiento del talud, dando como resultado algunas pérdidas materiales

y afectaciones mínimas. Convirtiéndose así, en un sitio inseguro para los habitantes del lugar.

Actualmente, bajo este talud se encuentran ubicadas algunas viviendas; habitadas, no habitadas y una cancha deportiva.

1.2.2 Importancia y alcance.

Los taludes generalmente representan un gran peligro, peor aún, los inestables o los que se encuentra sin ninguna protección o cuidado. Debido a que pueden ser causantes de diferentes problemáticas; como por ejemplo, la pérdida humana y material.

Por esta razón, se plantea el diseño de un sistema de estabilización para el talud, que cumpla las especificaciones técnicas y recomendaciones eficientes; permitiendo así la preservación humana y material.

1.2.3 Delimitación.

El estudio del proyecto técnico se encuentra ubicado en la provincia de Pichincha, Cantón Quito, Parroquia Chillogallo, barrio Espejo. Específicamente en la cabecera cantonal, San Juan de Chillogallo, con una hipsometría entre los 2975 y 3020 m. Esta zona presenta una morfología irregular con presencia de pendientes heterogéneas Instituto Geográfico Militar (2012).

La propuesta del sistema de estabilización, tiene una altura irregular que oscila entre los 5 y 15 m con una inclinación de 80° con la horizontal y con una longitud de 40 m aproximadamente, que servirá para contrarrestar los posibles deslizamientos futuros, salvaguardando la integridad de los habitantes del sector.

Figura 1

Ubicación geográfica del proyecto.



Nota. La figura presenta la ubicación del proyecto. Elaborado por: El autor.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

El presente proyecto se realiza con el propósito de estabilizar el talud, para salvaguardar vidas humanas y de las construcciones aledañas; además, se pretende insertar cada vez más nuevos sistemas constructivos, ya que de una u otra manera se siguen implementando materiales y equipos que facilitan la construcción de obras civiles, en menor tiempo y precautelando la vida humana. Así también son sistemas que no causan mayores daños al medio ambiente, poniendo a consideración inclusive la economía y seguridad.

Los beneficiarios del proyecto, por una parte serán, los pobladores del barrio “Espejo”, ya que, con la construcción del sistema de estabilización se sentirán mucho más

tranquilos y seguros. Por otra parte, serán los constructores y personas relacionadas al campo de la ingeniería civil, quienes podrán establecer criterios de diseño y constructivos para la ejecución de obras futuras, tomando en cuenta las debidas especificaciones técnicas y recomendaciones. Los estudiantes, también podrán involucrarse al diseño de nuevas estructuras por medio del software que será ejecutado.

Se trabajará acorde a los códigos vigentes en el país, como: catálogos, normas y especificaciones técnicas; así también, empleará para la modelación del muro claveteado, un software de diseño relacionado al campo de la ingeniería civil.

El proyecto de investigación estará encaminado a la ejecución y ampliación de nuevos sistemas constructivos en el país.

1.4 GRUPO OBJETIVO (BENEFICIARIOS).

El proyecto será solucionado con el diseño y ejecución de sistema de estabilización, analizando los factores costo-beneficio, tanto para los pobladores del sector y a la vez, para las personas relacionadas al campo de la ingeniería civil.

1.5 OBJETIVOS.

1.5.1 Objetivo general.

Diseñar un sistema de estabilización, mediante la modelación en un software aplicando especificaciones técnicas, normas, NEC 2015 y ACI 318-19, con el fin de implementar innovadores sistemas estructurales en el país.

1.5.2 Objetivos específicos.

- Realizar ensayos in-situ y laboratorio, aplicando normativas específicas para dichos trabajos y también recomendaciones para obtener las propiedades mecánicas del suelo.

- Modelar el sistema de estabilización mediante el software Geo5 para observar el comportamiento de estos procesos estructurales.
- Emplear criterios acertados del sistema estructural a través de los resultados arrojados por el software Geo5 con el fin de tener opciones viables, técnicas y económicas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención, son estructuras fundamentalmente rígidas cuya principal función es retener algún tipo de material o como es usual, masas de tierra; así lo afirma Garcia (2015), “Son estructuras para dar estabilidad al suelo u otros materiales, donde las condiciones del proyecto no les permiten continuar con su pendiente natural; se usa generalmente para soportar volúmenes de suelo, almacenamientos de mineral y agua” (p. 75). Por tal razón, este tipo de muros son construidos cuando las propiedades mecánicas del suelo no son lo suficientemente buenas.

El material que se emplea para la construcción de este tipo de muros es variado. Según Suárez (2009), “Los muros de contención son estructuras permanentes de concreto reforzado, ciclópeo, gaviones, elementos prefabricados de concreto, mampostería, tablestacas, pantallas ancladas o tierra reforzada” (p. 134). De esta manera, el muro debe ser capaz de resistir los esfuerzos empleados por las masas del material retenido y distribuirlos de una forma segura.

2.1.1 Clasificación de los muros de contención

Para poder identificar de una mejor forma se ha realizado una distribución tomando en cuenta cada una de sus características. Según Das (2012), “los muros de retención se pueden dividir en dos categorías principales: a) muros de retención convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente” (p. 375).

En la presente investigación, nos enfocaremos en los muros de retención convencionales, para acercarnos a nuestro espacio de estudio. Estos se dividen en cuatro

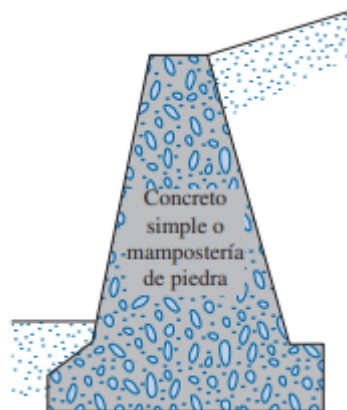
grupos: muros de contención de gravedad, semigravedad, en voladizo y con contrafuertes.
(Das, 2012).

2.1.1.1 Muros de contención de gravedad. Son muros construidos principalmente en donde su estabilidad depende de la superficie en donde se asienten y del peso propio o material empleado en su construcción (Das, 2012). El material empleado por lo general es hormigón simple y mampostería de piedra; los muros construidos con hormigón llevan en su interior acero mínimo para así, evitar el agrietamiento en los cambios de temperatura.

En cuanto a su altura se puede emplear aproximadamente entre los 3 y 3.5 m; no es recomendable utilizar para alturas mayores ya que su costo es mucho mayor. Así lo afirma Das (2012), “Este tipo de construcción no es económica para muros altos.” (p. 375). En este sentido, es recomendable buscar soluciones con otros tipos de muros que ejerzan la misma funcionalidad.

Figura 2

Muro de gravedad.

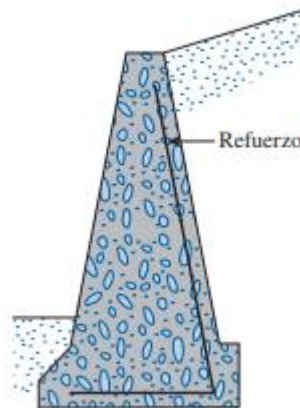


Nota. Muro de contención a gravedad. Fuente: Das (2012).

2.1.1.2 Muros de contención de semigravedad. Estos muros son similares a los muros de gravedad, poco más esbeltos y con las mismas características de estabilidad; pero, estos ya contienen acero de refuerzo que va junto al paramento interior como también contienen acero de temperatura, que se coloca en el paramento expuesto para evitar el agrietamiento. Según Brown, Jack C. Mc Cormac y Russell H (2011), “Los muros de retención tipo semigravedad se usan aproximadamente para el mismo intervalo de alturas que los muros tipo gravedad y usualmente tienen algún refuerzo ligero” (p. 385). Motivo por el cual, se tendrá que tener en cuenta las dimensiones de aplicación.

Figura 3

Muro de semigravedad.



Nota. Muro de contención a semigravedad. Fuente: Das (2012).

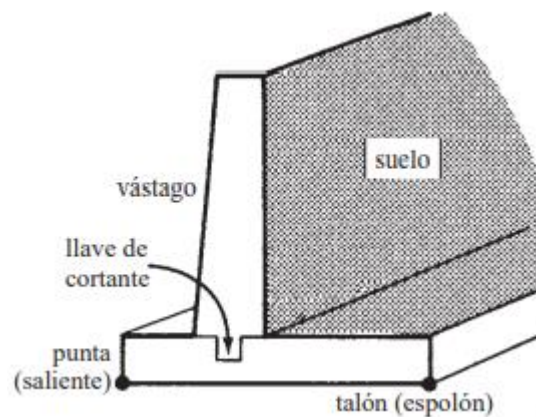
2.1.1.3 Muros de contención en voladizo. Son muros constituidos principalmente de hormigón armado; conformados por: una pared vertical delgada (muro) y una losa. Descomponiendo específicamente según, Brown, Jack C. Mc Cormac y Russell H (2011):

En el análisis de los muros de retención, al muro vertical se le llama vástago. A la parte exterior de la zapata que oprime al suelo más intensamente se le llama punta y a la parte que tiende a ser levantada se le llama talón. (p. 385)

Esto indica, que el acero de refuerzo deberá ser colocado monolíticamente para que todos estos elementos e inclusive el talud, puedan trabajar como un solo cuerpo evitando el volteo, generando el momento resistente correcto. Las alturas pueden llegar aproximadamente entre los 3 y 7.5 m.

Figura 4

Muro en voladizo.



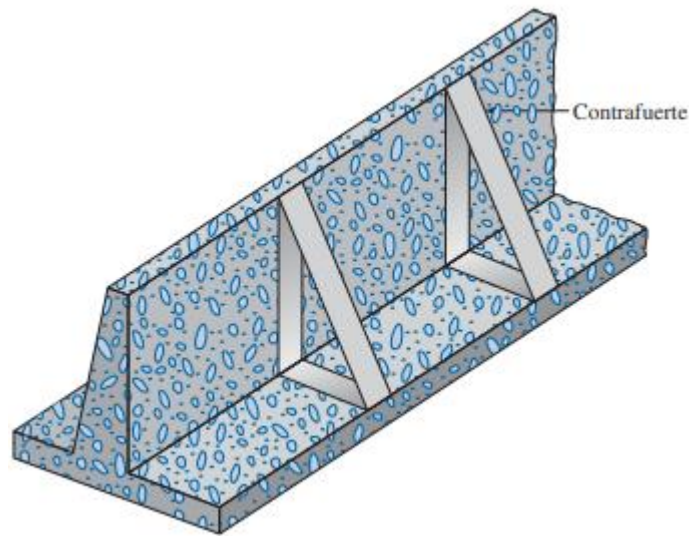
Nota. Muro de contención en voladizo. Fuente: Brown, Jack C. Mc Cormac y Russell H. (2011).

2.1.1.4 Muros de contención con contrafuertes. Los muros con contrafuertes son similares a los sistemas en voladizo, lo único que se adiciona es una losa delgada que une monolíticamente el muro con la base. Estas losas se las denomina como contrafuertes (Das, 2012).

En cuanto a su aplicación, la altura aproximadamente se encuentra entre los 6 y 8 m. Según Brown, Jack C. Mc Cormac y Russell H. (2011) “los momentos flexionantes en la unión del vástago con la zapata llegan a ser tan grandes que el proyectista, por razones económicas, tiene que considerar otros tipos de muros para manejar los momentos” (p. 187). De esta forma, los contrafuertes deben quedar frente al paramento exterior para ser considerados como muros con contrafuertes.

Figura 5

Muro con contrafuertes.



Nota. Muro de contención con contrafuertes. Fuente: Das (2012).

2.1.1.5 Muros claveteados. De acuerdo a la clasificación anterior, a continuación se tratará de los sistemas claveteados ya que estos también se encuentran dentro de esta categoría. Según Suárez (2009), “Los muros anclados son estructuras de gravedad, semigravedad o pantallas” (p. 151). De esta manera, se deberá considerar el tipo de estructura que mas se acople a necesidad del proyecto.

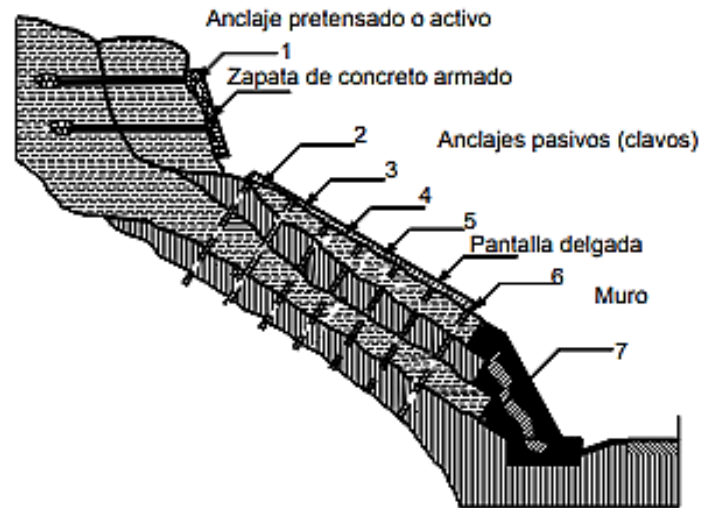
Los muros claveteados o también conocidos como “Soil Nailing”. Según Suárez (2009), “es un método de refuerzo in-situ utilizando refuerzos inyectados capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento” (p. 175). De tal forma que, proporciona soporte a los esfuerzos provocados por la masa del material contenido.

Este tipo de muros están conformados por un sistema basado en clavos ya que de ahí su término “Nail” que traducido al español significa clavo (Suárez, 2009). Estos clavos sirven de anclajes para el muro. Según León y Miño (2014), “los anclajes en este tipo de muros son pasivos, debido a que estos actuarán cuando la masa de suelo sufra

desplazamientos laterales, los mismos que generan las presiones laterales” (p. 23). De tal forma, se establece que los clavos no se pretensionan.

Figura 6

Sistema claveteado.

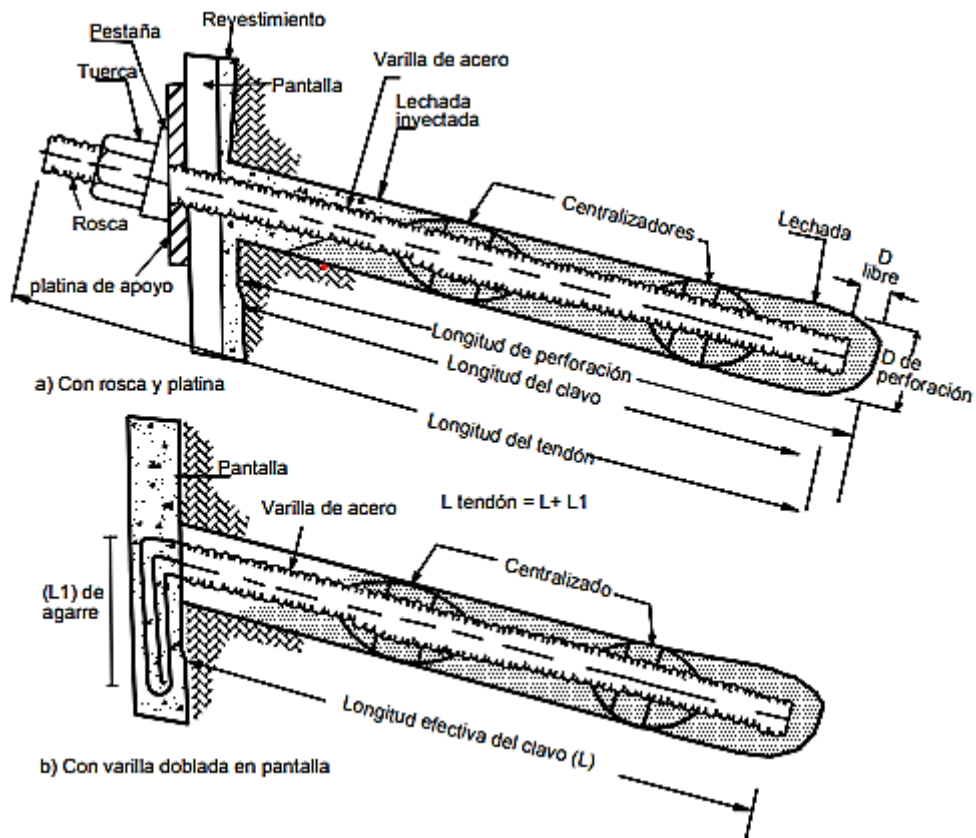


Nota. Muro de contención con anclajes pasivos. Fuente: Suárez (2009).

2.1.1.5.1 Anclajes. Los anclajes que conforman el muro de retención pueden ser de distinto materiales. Según Suárez (2009), “Los clavos pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos pre-perforados” (p. 175). A continuación se observa en la Figura 7 diferentes tipos de clavos.

Figura 7

Tipos de clavos.



Nota. Material utilizado para los anclajes. Fuente: Suárez (2009).

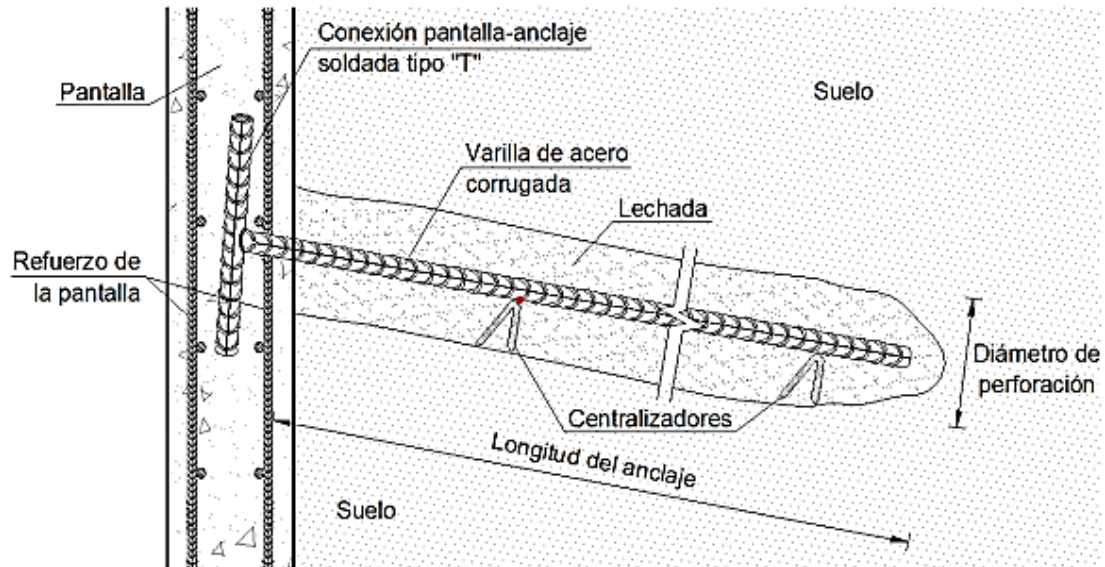
En cuanto a la separación de los clavos es recomendable utilizar según Suárez (2009), “un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie” (p. 175). De esta manera, que los clavos y el terreno cumplen correctamente con la función de una estructura de suelo reforzado.

Los muros claveteados están conformados por anclajes tipo clavos y una pantalla. Estos pueden ser muros permanentes o temporales; la diferencia radica en que los permanentes utilizan refuerzo en la pantalla con varillas con diámetros considerables al proyecto, mientras que los temporales utilizan mallas electro soldadas (León y Miño, 2014).

En la Figura 8, se especifican los elementos principales que conforman un muro claveteado, tanto los anclajes como la pantalla.

Figura 8

Elementos de un muro claveteado.



Nota. Elementos que conforman un muro claveteado. Fuente: León y Miño (2014).

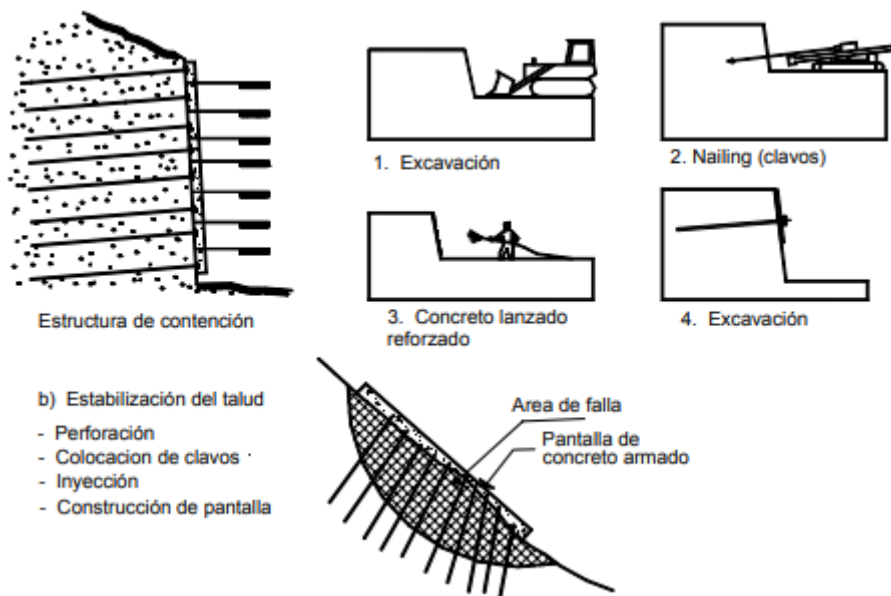
2.1.1.5.2 Ventajas de los clavos. Las ventajas que se detallaran a continuación están en función de sistemas similares al Soil Nailing. Según Abramson et al. (2002); Lazarte et al. (2015); Xanthakos et al. (1994):

- Bajo costo. Las varillas de acero son más económicas que los torones o cables. El concreto lanzado entre clavos es delgado.
- Requiere profundidades menores de refuerzo que los muros anclados.
- Permite la excavación por tramos y de arriba hacia abajo (Figura 9).
- La instalación de los clavos es relativamente rápida.
- Utilizan equipos livianos. Los clavos se construyen utilizando equipos convencionales de perforación e inyección y pueden ser utilizados en sitios con difícil acceso y espacio limitado.

- Adaptación a diferentes condiciones de suelo. En suelos heterogéneos donde aparecen bloques de roca, los clavos perforados tienen grandes ventajas constructivas sobre los pilotes o los anclajes de gran diámetro.
- Flexibilidad. Las estructuras de clavos son más flexibles que las de concreto armado y resisten mayores movimientos diferenciales.
- Redistribución de los esfuerzos. Si por alguna razón un clavo se sobre-estresa, la carga se redistribuye a los clavos vecinos y no falla la estructura total.
- Comportamiento sísmico. Los clavos se comportan muy bien en el caso de sismos.

Figura 9

Excavación por niveles.



Nota. Proceso constructivo de un muro claveteado. Fuente: Suárez (2009).

2.1.1.5.3 Desventajas de los clavos. Las desventajas que se detallaran a continuación están en función de sistemas similares al Soil Nailing. Según Lazarte et al. (2015); Xanthakos et al. (1994):

- Se requiere mayor número de refuerzos que en una pantalla anclada.

- El sistema de clavos no es eficiente en suelos blandos y se requiere cierta rigidez de los materiales del talud.
- Los taludes deben ser lo suficientemente resistentes para resistir las excavaciones sin fallar.
- Para que funcione el sistema, se requiere que ocurra deformación en el suelo para movilizar la resistencia de los clavos.
- Para poder aplicar el concreto lanzado no debe aflorar agua freática sobre la fachada del muro.
- Es difícil construir sistemas de drenaje confiables.
- Se puede requerir alivio de presiones para poder construir la estructura.
- El número de clavos es de tal magnitud que puede ocurrir interferencia con redes de servicios públicos en zonas urbanas.

2.1.1.5.4 *Proceso constructivo.* El proceso constructivo de este tipo de muros, como se mencionó anteriormente es de arriba hacia abajo; a continuación se presenta con detalle su procedimiento de construcción.

2.1.1.5.5 *Excavación.* La excavación que se plantea realizar, en la etapa preliminar no debe ser muy profunda; así lo afirma Suárez (2009), “Se hace una excavación inicial cuya profundidad varía comúnmente de dos a tres metros. Esta excavación no debe tener una longitud superior a 5 m en el sentido longitudinal del muro” (p. 183). De esta forma, se puede inclusive contrarrestar los posibles deslizamientos.

Los deslizamientos en la construcción de muros es muy común por eso es de vital importancia saber cómo manejar estas situaciones en el campo. Según Campos (2017):

Esta problemática de inestabilidad en el proceso de construcción se da más que todo en las primeras etapas, ya que es ahí donde se presenta el material más débil por la cercanía con la cabeza del talud, propenso incluso a derrumbarse. (p. 11)

Esto implica que se debe seguir un riguroso proceso constructivo durante toda la etapa de ejecución.

2.1.1.5.6 Perforación. La perforación para los anclajes se lo realiza sobre el talud excavado y es muy importante ya que depende de algunos factores como lo menciona Campos (2017):

La perforación en la cara del muro depende, básicamente, de la longitud e inclinación necesaria utilizando el método apropiado al suelo encontrado. La importancia del método de perforación radica en aspectos importantes como la separación mínima de los pernos, por un tema de comodidad en el uso de la maquinaria o equipo. Además, el sistema de perforación debe ser capaz de perforar hasta la distancia registrada en los diseños constructivos. Por esto, la longitud e inclinación de la perforación es vital en el sistema. (p. 11)

De esta manera, las perforaciones tendrán una longitud eficiente con el anclaje capaz de resistir los esfuerzos provocados por el material contenido.

2.1.1.5.7 Instalación del refuerzo en los anclajes. Para la instalación de los anclajes es necesario la utilización de una lechada alrededor del mismo para garantizar una eficiente trabajabilidad y durabilidad. Según Campos (2017):

Se coloca una lechada de concreto de menor resistencia que la convencional para la pantalla de concreto lanzado, esto se hace para evitar problemas por corrosión

de la barra de acero en contacto directamente con el suelo; además, permite la transferencia de esfuerzos de tensión a la masa. (p. 11)

Por consiguiente, es recomendable utilizar los centralizadores para evitar el contacto con el suelo. Estos pueden ser de plástico o varillas con diámetros menores a distancia de 1.5 a 2 m.

A continuación se detallarán algunas especificaciones en cuanto a los materiales a emplearse en los anclajes. Según León y Miño (2014):

El acero de refuerzo del anclaje o clavo es la varilla de acero que deberá ser corrugada, generalmente de una resistencia a la fluencia de 4.200 kg/cm^2 , el diámetro de las varillas dependerá del diseño, pero no se recomienda usar diámetros menores a 25 mm ya que tienden a doblarse excesivamente durante la manipulación y la instalación. (p. 27)

2.1.1.5.8 Construcción de la pantalla. La pantalla de los muros claveteados puede ser de hormigón lanzado o fundido. Según Campos (2017):

El sistema que compone la totalidad de la pantalla de concreto consiste en una malla electro-soldada que le brinda confinamiento al concreto, con separación entre alambres de 15- 25 cm. Otro elemento del muro es el concreto, que es lanzado por vía húmeda. En este tipo de muro se trabaja para espesores de 10-15 cm. Se instalan las placas de acero para generar la conexión entre los pernos con la pantalla. Esta placa tiene dimensiones típicas de 200 mm por 200 mm y un espesor aproximado de 6.35 mm (se puede instalar otro tipo de placa que cumpla con el diseño). Además, se debe contemplar la necesidad de acero de refuerzo por punzonamiento detrás de la placa metálica. (p. 12)

Por tal razón, para los muros permanentes se emplea el proceso de fundición con la ayuda de formaletas.

2.1.1.5.9 Cabeza del anclaje. Un aspecto muy importante a considerar en la unión del anclaje con la pantalla o más conocida como cabeza del anclaje. Según León y Miño (2014), “consta de la conexión tipo “T” o de gancho a 90° y de unos refuerzos diagonales extras que generalmente son varillas de 14 a 20 mm que aumentan la resistencia a la falla interna en la cabeza del anclaje” (p. 28). Motivo por el cual, es necesario la aplicación de la soldadura o un sistema de doblado sin que afecte la resistencia del material.

2.1.1.5.10 Diseño de un muro claveteado. El diseño para este tipo de muros debe cumplir con varias especificaciones. Según Suárez (2009), “El diseño incluye el refuerzo, espaciamiento, tamaño, y longitud de los clavos y el diseño del recubrimiento de la superficie. No existe una metodología universalmente aceptada para el diseño de estructuras de clavos. El diseño de taludes con clavos generalmente se basa en análisis de equilibrio límite calculando factor de seguridad” (p. 187). Por tal razón, el ingeniero civil encargado de su diseño deberá escoger un método rigurosamente lógico y adecuado para este tipo de sistemas estructurales.

Tabla 1

Métodos de diseño.

Detalles	Método Francés (Schlosser, 1983)	Método Alemán (Stocker, 1979)	Método Davis (Shen, 1981)	Método Davis Modificado (Elias y Juran, 1988)	Método Cinemático (Juran, 1977)
Análisis	Equilibrio límite de momentos	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Análisis de esfuerzo de trabajo (estabilidad local)
Propiedades de entrada	Suelo:(c, ϕ) Fuerzas límite de los Clavos. Rigidez	Suelo:(c, ϕ) Fricción lateral	Suelo:(c, ϕ) Fuerzas límite de los Clavos Fr. Lateral	Suelo:(c, ϕ) Fuerzas límite de los Clavos Fricción Lateral	Suelo:($C/\gamma H, \phi$) Parámetro N
Fuerzas en los Clavos	Tensión, corte, momentos	Tensión	Tensión	Tensión	Tensión, corte, momentos
Superficie de falla	Circular	Bilineal	Parabólica	Parabólica	Espiral Logarítmica
Mecanismo de Falla	Combinada	Pull - out	Combinada	Combinada	No aplicable
Factor de seguridad a resistencia del suelo	1.5	1.0 (Resistencia Residual)	1.5	1.0	1.0
Resistencia al arrancamiento	1.5	1.5 – 2.0	1.5	2.0	2.0
Niveles freáticos	Sí	No	No	No	Sí
Geometría de la estructura	Cualquiera	Inclinada o vertical	vertical	Inclinada o vertical	Inclinada o vertical
Estratificación	Sí	No	No	No	Sí
Resultado	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Fuerzas en los clavos y superficie de falla

Nota. Diferentes métodos de diseño de un muro claveteado. Fuente: Suárez (2009).

A continuación se detalla algunos pasos a seguir para el diseño de los muros claveteados.

Tabla 2

Diseño de un muro claveteado.

Paso 1	Consideraciones o Suposiciones Iniciales para el Diseño <ul style="list-style-type: none">• Esquemas del muro (altura, longitud, sección y alzada)• Espaciamiento horizontal y vertical de los clavos• Patrón de los clavos sobre la cara del muro (cuadrado, triangular u otro)• Inclinación de los clavos• Longitud y distribución• Tipo de varilla y grado• Propiedades del suelo (resistencia y nivel de agua)• Otras consideraciones pertinentes
Paso 2	Diseño Preliminar Utilizando Gráficos o Métodos Heurísticos Se determinan longitudes requeridas y cargas máximas sobre los clavos como una guía para el diseño final
Paso 3	Diseño Final <ul style="list-style-type: none">• Análisis de falla externa (estabilidad global, deslizamiento y capacidad de soporte)• Análisis sísmico• Análisis de estabilidad interna (extracción y rotura de los refuerzos)• Diseño de la fachada del muro (cabeza del clavo, tipo y espesor del muro, materiales, resistencia a la flexión, punzonamiento, etc.)
Paso 4	Determinar las Deformaciones Máximas en el Muro Las deformaciones se estiman de acuerdo al tipo de suelo y la altura del muro. Adicionalmente en zonas sísmicas se requiere calcular la deformación por el método de Newmark.
Paso 5	Diseño de Otros Elementos Drenaje, subdrenaje y protecciones

Nota. Pasos a seguir para el diseño de un muro claveteado. Fuente: Suárez (2009).

2.1.1.5.11 Software de diseño de un muro claveteado. En la actualidad existe diferentes prototipos que ayudan con el diseño, en gran parte están configurados para llevar a cabo su análisis con elementos finitos y metodologías tradicionales. De esta manera también lo afirma Suárez (2009), “En la mayoría de los proyectos, los clavos se están diseñando utilizando programas de software y el método que se utilice es el método que está integrado dentro del software” (p. 188). Sin embargo, cada uno de estos paquetes existe la posibilidad de escoger con que procedimiento trabajar.

El software GOE5 es empleado por lo general para resolver problemas geotécnicos, es un programa nuevo que trabaja empleando el método analítico y el MEF,

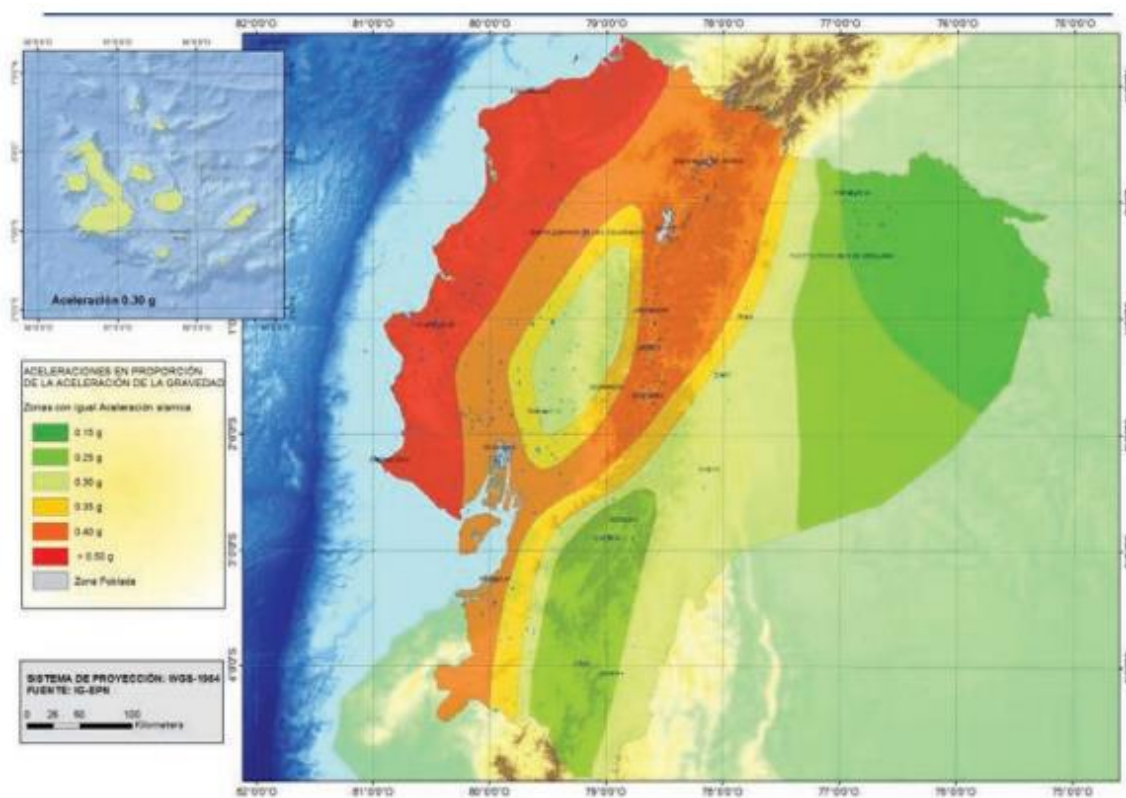
en el cual, se puede realizar la modelación y el diseño de diferentes estructuras (Características principales de Geo5, 2019).

2.2 FACTOR SÍSMICO

Según el capítulo peligro sísmico, diseño sismo resistente de la NEC 15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción), se puede observar claramente que el talud se encuentra en una zona sísmica V (Figura 12), con un factor Z de 0.40 dando como resultando un peligro sísmico alto.

Figura 10

Zonas sísmicas.



Nota. Valor del factor de zona Z. Fuente: MIDUVI (2015)

En nuestro país es muy importante tomar en cuenta el factor sísmico ya que al estar ubicado en medio del cinturón de fuego del Pacífico, es necesario calcularlo para

todas las obras civiles. De acuerdo a Lazarte et al. (2015) la deformación sísmica se determina con las siguientes ecuaciones:

$$Am = (1.45 - Z) * Z \quad (1)$$

$$kh = 0.5 * Am \quad \text{ó} \quad kh = 0.67 * Am \quad (2)$$

$$kv = 0.3 * kh \quad (3)$$

Donde:

Z = Coeficiente de aceleración máxima por zona

Am = Fracción de aceleración horizontal normalizada

kh = Coeficiente sísmico horizontal

kv = Coeficiente sísmico vertical

2.3 FACTOR DE SEGURIDAD

Existen parámetros difíciles de regir como es el caso del factor de seguridad, es aquí en donde se necesita de la experticia del ingeniero civil para tomar una decisión. Así lo afirma Estabilidad de taludes (s.f.), “la selección del factor de seguridad debe basarse en las recomendaciones del ingeniero geotecnista responsable del diseño y que, además, debe de conocer perfectamente las condiciones del sitio, las cargas, los métodos constructivos y la función que desempeñará el terraplén” (5.2.1). Por esta razón, es necesario conocer los distintos parámetros que intervendrán en el diseño de estabilización.

De acuerdo a Suarez (1998), detalla una serie de criterios para tomar en cuenta al momento de su diseño.

Tabla 3

Casos para el factor de seguridad.

Caso	Factor de Seguridad
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes.	1.3
Si la falla del talud no causa daños.	1.2

Nota. Criterios para escoger el factor de seguridad. Fuente: Suárez (1998)

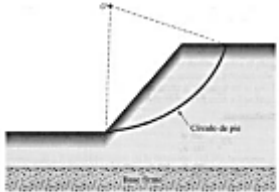
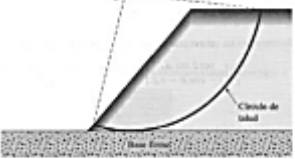

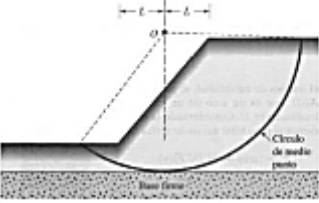
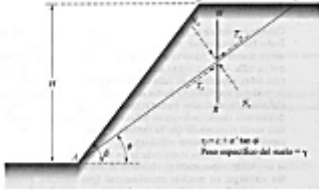
2.4 TIPO DE FALLAS DE TALUDES

Los taludes pueden presentar diferentes tipos de fallas, las fallas múltiples son las más comunes y que se dividen en dos grupos; las sucesivas y las regresivas mismas que se generan al realizar cortes en laderas naturales (Estabilidad de taludes, s.f.). De esta forma para resolver esta problemática se debe principalmente asumir diferentes criterios de fallas.

Según Das (como se citó en Mesias, 2018), plantea algunos tipos de falla de taludes.

Tabla 4

Tipología de fallas.

Tipo de falla	Superficie de falla	Gráfico
Falla de Talud	Círculo de pie	
Falla de Talud	Círculo de talud	
Falla superficial de talud	Círculo de talud	
Falla de base	Círculo de medio punto	
Falla plana	Falla plana	

Nota. Tipos de fallas en taludes. Fuente: Das (como se citó en Mesias, 2018)

2.5 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

El método de Bishop simplificado ha sido desarrollado hace varios años atrás. Así lo afirma Sanhueza y Rodríguez (2013), “El método propuesto por Bishop en 1955 analiza la estabilidad de un talud con SPF del tipo circular, tomando en cuenta el efecto de las fuerzas entre dovelas” (p. 22). De esta manera, se puede dividir el proyecto por

medio de un sin número de franjas alrededor de la falla del talud para poder observar sus características y específicamente la estabilidad.

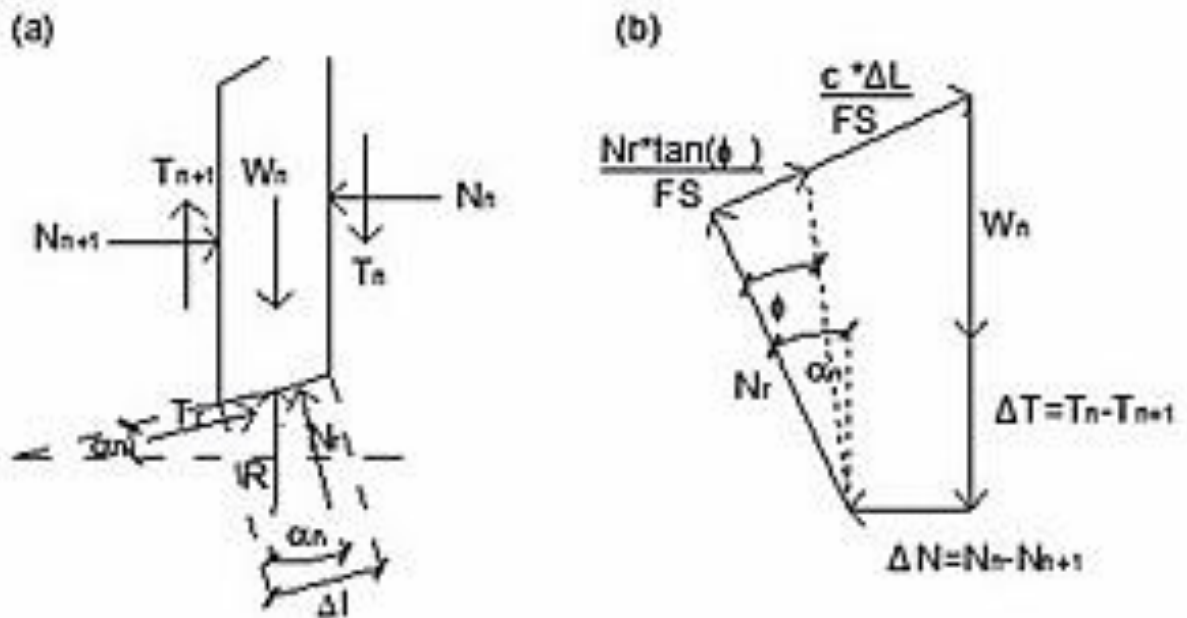
Entre más franjas se pueda dividir los resultados serán más precisos ya que se toman rebanadas relacionadas a figuras geométricas como es el caso del trapecio. Según Sanhueza y Rodríguez (2013):

Al tratarse de un Método de Dovelas, la masa de suelo deslizante debe ser dividida en n fajas verticales (Figura 15a), de manera de estudiar las fuerzas (Figura 15b) y momentos involucrados en cada una de las rebanadas definidas y determinar así el FS asociado al caso. (p. 22).

Esto indica que de acuerdo a la cantidad de franjas en las que se divida la falla que presenta el talud se verán reflejados los factores de seguridad.

Figura 11

Método de Bishop.



Nota. Diagramas de fuerzas que intervienen en cada dovela Fuente: Sanhueza y Rodríguez (2013)

En cuanto al análisis de este método se pueden simplificar algunas variante que no necesariamente intervienen en la estabilidad del talud. Así, lo mencionan Sanhueza y Rodríguez (2013):

Este método considera dentro de sus hipótesis fundamentales, el hecho de que las fuerzas de contacto entre dos dovelas sí se toman en cuenta, pero no resultan influyentes, puesto que se encuentran equilibradas. Para aspectos de cálculo, estas fuerzas se consideran igual a cero. (p. 23).

De acuerdo a lo mencionado Bishop presenta la siguiente ecuación para calcular el factor de seguridad de taludes:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi)] * \frac{1}{m_a(n)}}{\sum_{n=1}^{n=p} [W_n * \sin(\alpha_n)]} \quad (4)$$

Donde:

W_n = Peso de la rebanada.

c = Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción.

α_n = Inclinación en base de la rebanada.

b = Ancho de la dovela.

$$m_a = \cos \alpha * \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F.S.} \right) \quad (5)$$

Esta ecuación nos permite realizar una serie de iteraciones con cada una de las dovelas ya que todas intervienen para determinar el factor de seguridad (Sanhueza y Rodríguez, 2013).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 TIPOS DE INVESTIGACIÓN

En el presente proyecto técnico se trabajará con dos tipos de investigación, descriptiva y explicativa. Por lo tanto, se deberá aplicar los conocimientos adquiridos durante la etapa de estudiante en la universidad; así también, se utilizarán los equipos y laboratorios necesarios para el desarrollo del mismo.

La investigación descriptiva según H. Hugo Sánchez Carlessi, Carlos Reyes Romero, Katia Mejía Sáenz (2018), “Se orienta a describir el fenómeno e identificar las características de su estado actual” (p. 80). De esta manera, se conseguirá un modelo para el diseño del muro claveteado, utilizando un software de diseño aplicado al campo de la ingeniería civil.

La investigación explicativa busca llegar a la causa del problema; así lo afirma H. Hugo Sánchez Carlessi, Carlos Reyes Romero, Katia Mejía Sáenz (2018), “Nivel de investigación sustantiva en el cual el investigador formula preguntas acerca de las causas de los fenómenos en estudio, tratando de identificar relaciones de causalidad” (p. 80). Por esta razón será empleada en los ensayos que se aplicarán en campo y de ser el caso en laboratorios.

3.2 MÉTODO

Para H. Hugo Sánchez Carlessi, Carlos Reyes Romero, Katia Mejía Sáenz (2018) define el método como “el procedimiento o camino a seguir para lograr un fin, un objetivo o una meta. Es un proceso lógico a través del cual se obtiene o se va descubriendo el conocimiento de las cosas o del cómo hacer cosas” (p. 89). Partiendo de esta definición,

los métodos que se llevarán a cabo en la presente investigación serán de carácter experimental y analítico.

Para H. Hugo Sánchez Carlessi, Carlos Reyes Romero, Katia Mejía Sáenz (2018) define el método experimental como “el procedimiento que adopta el investigador cuando quiere tener un control riguroso de las variables de estudio. Es causal o explicativo y puede darse en diseños experimentales, pre experimentales, cuasi o experimentales” (p. 90). Por este motivo, nos enfocaremos en el diseño del muro mediante ensayos de suelo para que nuestra investigación sea lo más exacta posible.

El método analítico propone en la descomposición del todo, así lo afirma Cervera (2014) “Se basa en el supuesto de que a partir del conocimiento general de la totalidad de un suceso o realidad podemos conocer y explicar las características de cada una de sus partes y de las relaciones que existen entre ellas” (p. 30). En este sentido, se analizará cada uno de sus partes del muro claveteado para llegar a un análisis seguro.

3.3 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Para H. Hugo Sánchez Carlessi, Carlos Reyes Romero, Katia Mejía Sáenz (2018) define a las técnicas de investigación como “procedimientos específicos que se utilizan en determinadas áreas de la ciencia para la obtención de datos” (p. 120). De acuerdo a lo establecido, las técnicas que se utilizarán en la investigación serán de observación y fichaje técnico de campo.

Las de observación que permitirán conseguir datos en campo y las de fichaje según Rojas Crotte, Ignacio Roberto (2011) “puede ser utilizada con la finalidad de reunir elementos para posteriormente elaborar un diseño de técnica de campo” (p. 282). De esta forma, se empleará para los ensayos in-situ y laboratorio.

3.4 PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL

La investigación se desarrollará de tres etapas primordiales, las cuales se verán distribuidas de la siguiente forma: una revisión de especificaciones técnicas, normas, recomendaciones, etc.; un estudio de campo y laboratorio; y por último el diseño eficientemente planteado.

3.4.1 Primera etapa

La primera etapa consistirá en la búsqueda de información por medio de documentos verídicos, como pueden ser: Normas, libros, tesis, artículos académicos, etc. Los temas que serán abordados con mayor énfasis son: Muros de contención, muros anclados, muros claveteados, diseños de muros anclados en diferentes programas computacionales, especificaciones técnicas y recomendaciones de diseño para muros claveteados. Estos serán esenciales para las siguientes etapas, ya que toda la investigación se llevará con un riguroso procedimiento y serán necesarias para continuar con la siguiente etapa.

3.4.2 Segunda etapa

La segunda etapa consistirá en un trabajo de laboratorio y de campo; en donde se desarrollará y se pondrá en práctica todos los conocimientos adquiridos en la universidad, obteniendo diferentes recomendaciones para el diseño del sistema de contención. En cuanto a las recomendaciones se verán reflejados los ensayos in-situ y fichas técnicas que reflejen los sondeos que se realizarán para corroborar con información existente mediante cartas topográficas y demás estudios. Se verán reflejados criterios de eficiencia, economía y viabilidad de muro de contención.

Los ensayos que se aplicarán en el proyecto serán básicamente de campo y laboratorio.

Como el proyecto no cuenta con un levantamiento topográfico, se realizará mediciones a cinta y estacas para contar con una geometría del talud lo más exacta posible; de esta manera se conseguirá las longitudes e inclinación del talud a diferentes tramos o secciones.

El ensayo de Penetración Estándar (SPT), será aplicado en la parte de la cresta del talud con tres sondeos a cada diez metros a lo largo del mismo, con una distancia de retiro de 2, 5 y 3.5 m respectivamente. De tal forma que nos ayudará a clasificar los tipos de suelo o roca que conforman el talud y también nos permitirá conocer la estratigrafía del lugar.

El ensayo de corte directo, será aplicado en muestras imperturbadas recuperadas en la cara del talud con el fin de conseguir el ángulo de fricción, cohesión y peso unitario del suelo. Estos sondeos serán realizados en el laboratorio de suelos de la Universidad Politécnica Salesiana.

3.4.3 Tercera etapa.

La tercera etapa servirá de aplicación debido a que en las dos etapas anteriores se utilizarán de recolección de información tanto técnica como experimental; con estos datos se procederá con el diseño eficiente del sistema de estabilización. De esta manera, se analizará el muro de contención con sus recomendaciones y especificaciones técnicas.

El software que se empleará para el proyecto es el Geo5; es un programa que trabaja específicamente para el diseño de estructuras de retención. Cabe mencionar que se trabajará con la versión trial de este programa.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DEL SUELO

En el presente capítulo se detallan los estudios que se llevaron a cabo para el diseño del sistema de estabilización del muro.

El proceso de recolección de información del suelo inició con un levantamiento topográfico, seguido de tres ensayos de penetración estándar (SPT) y por último con un sistema unificado de clasificación (SUCS), desarrollado en el laboratorio. A continuación se detallan, cada uno de los procesos que fueron empleados para la recolección de información y de esta manera poder ser empleados en el software.

4.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

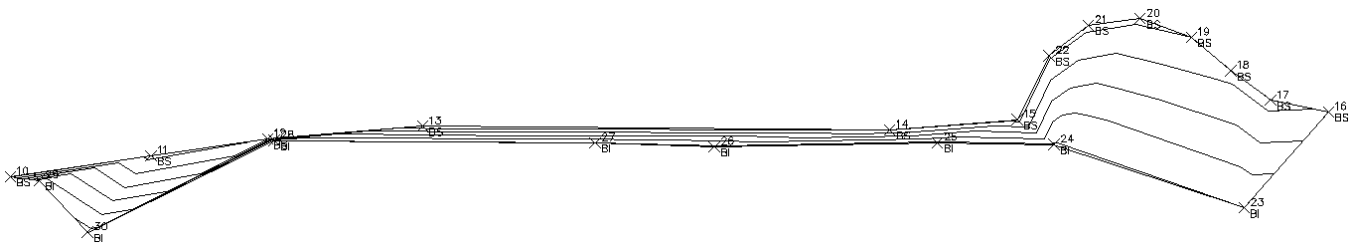
En cuanto al levantamiento topográfico se lo realizó con la ayuda de una estación total in situ, en donde, se pudo obtener algunos parámetros que influyen en la estabilidad del talud.

El área de estudio se encuentra ubicada entre las cotas 3006.00 y 2994.00 m.s.n.m. así también, presenta una irregularidad en su altura, alrededor de 2.50 m; es decir, no es uniforme.

Conforme a la disposición de las curvas de nivel se logra observar tres zonas sobresalientes que conforman el talud. En la parte izquierda se puede identificar una etapa en donde empieza a notar desprendimiento del terreno en pequeñas cantidades. En cambio, en el centro se encuentra una franja intacta, por lo tanto, no se ha realizado ningún cambio desde el inicio de su formación; pero, en el lado derecho se ubica el fragmento más afectado, en donde, ya se ha producido el derrumbe.

Figura 12

Levantamiento topográfico.



Nota. Levantamiento topográfico del talud. Elaborado por: El autor.

4.1.1 Factor geométrico.

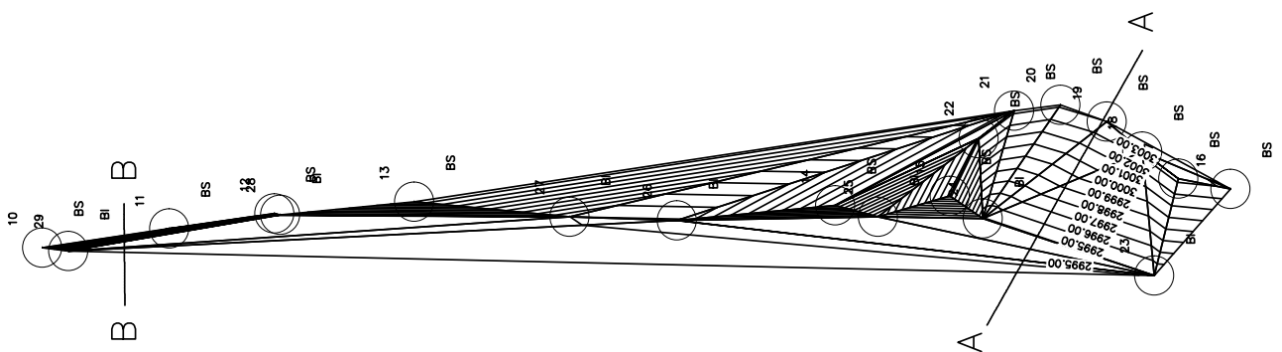
El talud tiene una longitud (L) de 45 m de largo, cuenta con una altura (H) promedio de 10.35 m y un ángulo de inclinación (θ) con respecto a la vertical en sentido horario de 4° .

El talud está representado con dos tipos de perfiles, los cuales han sido identificados en el plano topográfico como cortes. El cote A-A es el lugar en donde se produjo el desprendimiento de una gran masa de tierra, mientras tanto que, en el corte B-B es la zona en donde se encuentra la parte menos afectada.

Para nuestro análisis el perfil de referencia para la modelación fue el tipo B, debido a que, tiene una pendiente promedio en todo el proyecto.

Figura 13

Cortes A-A y B-B del talud.

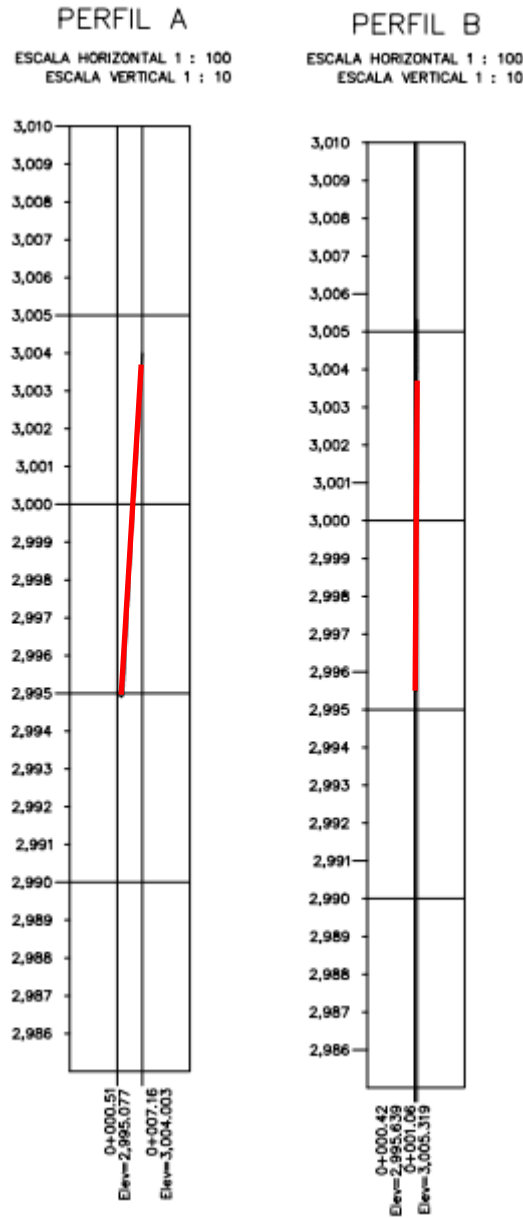


Nota. Identificación de los perfiles más importantes del talud. Elaborado por: El autor.

Los cortes vistos anteriormente han sido esquematizados e identificados cada uno de ellos con sus abscisas y cotas.

Figura 14

Perfiles A y B del talud.



Nota. Identificación detallada de los perfiles más representativos del talud. Elaborado por:
 El autor.

Por otra parte, los datos que serán utilizados en el desarrollo manual y modelación del proyecto son los siguientes:

Tabla 5

Geometría del talud.

Datos generales
Longitud (L) = 45 m
Altura (H) = 10.50 m
Ángulo (θ) = 4°

Nota. Resumen general de los datos más significativos que interviene en la geometría del talud. Elaborado por: El autor.

4.1.2 Factor hidrológico.

A principios del mes de mayo del presente año fue una época lluviosa en donde se pudo observar que el talud presenta el proceso de escorrentía, a una altura aproximada de dos metros del pie. Es muy importante al ser considerada parte fundamental en el diseño de estabilización.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos de penetración estándar (SPT) que se realizaron en el proyecto, el talud no presenta nivel freático. Por tal razón, no será considerado en la modelación.

Figura 15

Escorrentía que presenta el talud.



Nota. El talud presenta escorrentía a dos metros del pie. Elaborado por: El autor.

4.1.3 Factor de carga.

En cuanto a los factores de carga estática, se puede observar que en la parte superior del talud se encuentra una vivienda de construcción antigua (fabricación de adobe) deshabitada, misma que no se considera de mayor importancia, debido a, que se ubica a unos siete metros de retiro. En la parte del pie existen dos viviendas que se encuentran en proceso constructivo con un retiro de dos metros y medio.

Figura 16

Cargas que presenta el talud.



Nota. Cargas presentes alrededor del talud. Elaborado por: El autor.

4.1.4 Factor de seguridad.

El factor de seguridad con el que se llevará a cabo todo el análisis será de 1.7, debido a que, se encuentra en peligro la integridad humana, material y por ser una obra grande.

4.1.5 Factor sísmico.

A continuación se lleva a cabo una serie de cálculos regidos mediante normativas vigentes en el país, descritos en el capítulo dos. Para este caso será necesario calcular los dos coeficientes sísmicos tanto el horizontal como el vertical ya que estos resultados serán los que ingresaremos en el programa para conseguir un análisis sísmico.

Aplicando las fórmula (1) de la sección de factor sísmico tenemos:

$$Am = (1.45 - Z) * Z \quad (1)$$

$$Am = (1.45 - 0.4) * 0.4$$

$$Am = 0.42$$

Luego se tomará un valor de 0.6 para el coeficiente sísmico horizontal, debido a que es un valor intermedio y el más utilizado para nuestro medio.

$$kh = 0.6 * Am \quad (2)$$

$$kh = 0.6 * 0.42$$

$$kh = 0.252g$$

$$kv = 0.3 * kh \quad (3)$$

$$kv = 0.3 * 0.252$$

$$kv = 0.076g$$

4.2 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).

Siguiendo con el proceso de modelado del sistema de estabilización y acorde a la norma (ASTM D-1586), se requirió realizar tres sondeos a diferentes distancias de la cara del talud, en la tabla 3 se detallan las coordenadas exactas de las perforaciones.

Tabla 6

Coordenadas de los sondeos.

Nº PERFORACIÓN	NORTE (m)	ESTE (m)	COTA (m.s.n.m)
P1	9966338.55	770207	3003.70
P2	9966330.05	770217.03	3004.25
P3	9966320.76	770228.94	3004.67

Nota. Localización de cada una de las perforaciones del ensayo SPT. Elaborado por: El autor.

Los ensayos realizados sirvieron de ayuda para una clasificación manual visual del suelo, de tal forma que, cada una de las muestras extraídas a diez metros de profundidad se pudo proceder con un análisis descriptivo como; el tipo de material, color, olor y consistencia.

Los resultados de las tres perforaciones realizadas presentan similitud en el tipo de suelo. Por esta razón, se trabajará con un material homogéneo para su desarrollo y modelación.

Se puede identificar claramente que el talud está conformado por un suelo limoso arenoso (MS) de consistencia firme. El resultado de los tres sondeos se presenta en el apartado de anexos con más detalles.

4.2.1 Límites de consistencia.

La consistencia del suelo se analizó conforme a la norma ASTM D 4318-84, donde nos dio a conocer los siguientes parámetros: límite líquido (LL), límite plástico (LP) y el índice de plasticidad (IP); todo este análisis se encuentra detallado en parte de anexos.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN

En este capítulo se revisó los diferentes parámetros que presenta la estabilidad de un muro como: el sistema y metodología que hacen posible la intervención de una estructura de retención, con el fin de, obtener una alternativa que se rijan a las condiciones que presenta el talud.

Básicamente lo que se realizó es una comparación general de todas las estructuras de retención con diferentes aspectos, de manera que, se pueda ir descartando poco a poco su aplicación en el proyecto.

Una vez concluido el estudio de todas estas características se presentará un resumen general con todos los datos más importantes, considerados en cada uno de los sistemas de estabilización que sean compatibles para proceder con su desarrollo.

5.1 FACTOR DE ELEVACIÓN.

Lo primero que se llevó a cabo es una comparación de uso en alturas de varias estructuras, mismas que son aproximadas. En algunos casos son ejecutados inclusive superando su altura máxima, pero el costo es demasiado alto. Para la clasificación fue necesario basarnos en el marco teórico de la presentación.

Tabla 7

Uso de aplicación según su altura.

Muros de retención	
Tipo	Altura min – máx. (m)
Gravedad	3.00 – 3.50
Semigravedad	3.00 – 4.00
Voladizo	3.00 – 7.50

Con contrafuertes	6.00 – 8.00
Anclados	3.00 – 18.00 y mas
Claveteados	3.00 – 18.00

Nota. Intervalo de alturas aproximadas de estructuras de retención. Elaborado por: El autor.

De acuerdo con la clasificación anterior, los sistemas de retención que pueden servir para ejecutar el análisis del proyecto son únicamente dos. El muro anclado como el claveteado, debido a que, este tipo de estructuras son consideradas para trabajar a grandes alturas.

Como el talud que se necesita estabilizar es mayor a los diez metros es recomendable utilizar cualquiera de estos dos sistemas. Ahora ya se tiene una noción clara de hacia dónde está dirigido la propuesta de estabilización. Por esta razón, de aquí en adelante buscaremos la mejor opción para su desarrollo.

5.2 FACTOR SUELO.

Para este factor nos basaremos en estudios de las siguientes consideraciones, con el fin de, ratificar el análisis con este tipo de estructuras. Los dos sistemas asumidos para el análisis pueden aplicarse a tipo de suelos cohesivos rígidos o duros.

Conforme al ensayo SPT realizado los resultados determinaron que la mayor parte del suelo es homogéneo de tipo limo arenoso y que presenta un rango de golpes entre 30 y 60, identificándose como un material de consistencia dura.

Las Figuras 21 y 22 presentan las consideraciones de cada estructura mismas, que son viables al estudio de suelos del talud.

Tabla 8

Condiciones para muros anclados.

TABLA 2.2. CONDICIONES ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DE MUROS ANCLADOS	
CONDICIONES ADECUADAS	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELO COHESIVO RIGIDO O DURO	Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ($N \geq 9$ golpes/ft). Es lógico decir que las consistencias mayores a la rígida son adecuadas para el uso de los anclajes. Dichas consistencias son: muy rígida ($15 < N \leq 30$), dura ($30 < N \leq 60$) y muy dura ($N > 60$). Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rígidas hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos y las combinaciones de ellos.
SUELO ROCOSO	Todas las rocas se consideran aceptables para la colocación de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de la roca varía con su estructura, resistencia a la compresión y composición. Las resistencias de unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 69 KPa en una lutita arcillosa y tan altas como 2,070 KPa en un granito sano o una roca caliza (Weatherby y Nicholson, 1982).
SUELO GRANULAR	La mayoría de anclajes en suelos arenosos también han tenido un comportamiento satisfactorio a largo plazo. Los anclajes permanentes pueden instalarse en suelos no cohesivos con valores de penetración estándar N mayores de 10 golpes por pie (compacidad medianamente densa). Así mismo las compacidades densas ($30 < N \leq 50$) y muy densas ($N > 50$) son más adecuadas. Tomando un ángulo de fricción interna $\Phi \geq 30^\circ$, respectivamente.

Nota. Tipo de suelos en donde puede ser empleado el muro anclado. Fuente: Figueroa et al (2011).

Tabla 9

Condiciones para muros claveteados.

TABLA 2.6. CONDICIONES ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DE SOIL NAILING.	
CONDICIONES ADECUADAS	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELOS COHESIVOS RIGIDOS A DUROS	Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rígidas hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos y las combinaciones de ellos. Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ($N \geq 9$ golpes/ft). Sin embargo, para la caracterización de la consistencia de los suelos cohesivos no solo debe confiarse únicamente en los valores de N, sino que debe complementarse con otras pruebas de laboratorio o de campo, de tal manera que se determine una cohesión mayor o igual a 10 KPa, respectivamente. Para minimizar los desplazamientos laterales potenciales a largo plazo, los suelos deben tener baja plasticidad (un índice de plasticidad menor que 15).
SUELOS GRANULARES CON COHESIÓN APARENTE	Incluyen las arenas y gravas de compacidad densa con valores de N en el ensayo SPT de más de 30 golpes por cada pie ($N > 30$ golpes/ft) y el porcentaje de finos varía entre el 10% y el 15%, respectivamente y con aproximadamente un ángulo de fricción interna $\Phi \geq 30^\circ$. En arenas finas húmedas, las fuerzas capilares proveen una cohesión aparente, la cual se requiere sea mayor de 5 KPa. Para evitar la rotura de las fuerzas capilares y por consiguiente la disminución de esta cohesión aparente, se debe minimizar el movimiento del agua en la cara de la excavación.
ROCAS METEORIZADAS	La roca meteorizada es un excelente material de soporte para los Nails y estos actúan en forma muy efectiva para evitar los movimientos horizontales, las inclinaciones y los deslizamientos superficiales. Es deseable que la meteorización sea relativamente uniforme aunque no es un requerimiento obligatorio.

Nota. Tipo de suelos en donde puede ser empleado el muro claveteado. Fuente: Figueroa et al (2011).

En cuanto a los muros anclados podemos identificar las condiciones por medio del material y el número de golpes. En este caso todos los parámetros que presenta esta sección son eficientes para nuestro estudio

Para la estructura claveteada se tiene varias recomendaciones como el tipo de material, consistencia, cohesión e índice de plasticidad. Cada uno de estos ítems concuerda con los datos del proyecto.

En resumen, estos dos tipos de sistemas de retención son eficientes, mismos que, cumplen con la primera condición presentada en las Figuras 21 y 22. Identificándose así, como un tipo de suelo rígido a duro.

5.3 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

El siguiente parámetro a tomarse en cuenta es el proceso constructivo y sus componentes de cada sistema, para esto será necesario realizar una comparación.

Tabla 10

Medidas representativas de los sistemas de retención.

Proceso constructivo		
Parámetros	Muro anclado	Muro claveteado
Anclajes	Mayor longitud al ser activos	Menor longitud al ser pasivos
Excavación	Menor volumen	Menor volumen
Impacto ambiental	Requiere mayores trabajos en el terreno, no recurre a la tala de arboles	No requiere menores trabajos en el terreno, no recurre a la tala de arboles
Ejecución	Mayor tiempo	Menor tiempo
Sismo	Flexibilidad	Mayor flexibilidad comprobada
Estructuras adyacentes	Interfiere en su construcción	No interfiere en su construcción
Pantalla	Más delgadas	Más delgadas
Material de las anclas	Cables o torones / mayor costo	Barras de acero / menor costo

Nota. Ventajas y desventajas de los dos sistemas de retención. Elaborado por: El autor.

Se han evaluado algunos parámetros característicos de este tipo de muros, los más importantes en la fase de análisis y ejecución. En la siguiente tabla se presenta con un visto (✓) los parámetros más favorables de acuerdo al tipo.

Los ítems que se encuentran marcados con una equis (X), no quiere decir que son malos o no garanticen su estabilidad; si no que para este estudio se necesita analizar el sistema que mejor se adapte a nuestras condiciones tanto económicas como viables.

Tabla 11

Eficiencia de los sistemas.

Proceso constructivo		
Parámetros	Eficiencia	
	Anclado	Claveteado
Anclajes	X	✓
Excavación	✓	✓
Impacto ambiental	X	✓
Ejecución	X	✓
Sismo	✓	✓
Estructuras adyacentes	X	X
Pantalla	✓	✓
Material de las anclas	X	✓

Nota. Evaluación de las características principales de los muros. Elaborado por: El autor.

La comparación entre los dos sistemas de estabilización fue necesaria para identificar la eficiencia que emiten en cada una de sus etapas. En cuanto, a la evaluación se determinó que el muro claveteado es la mejor opción.

5.4 FACTOR DE SEGURIDAD.

El factor de seguridad determina la estabilidad que pueden presentar las diferentes estructuras. Para el caso de taludes el valor mínimo es de 1 tomándose como el centro; es decir, menores a este valor se los identifica como no estables y mayores a este como estables. Sin embargo va a depender de la zona y afectación que se pueda generar.

Mesias (2018), ha realizado un estudio del diseño de estabilidad de taludes tomando como referencia dos estructuras de retención. La primera opción lo identifica como un muro claveteado, la segunda como anclado y la tercera como una reconformación geométrica aplicando el sistema claveteado.

Tabla 12

Factores de seguridad diseñados.

Modo de Falla	Componentes de resistencia	Símbolo	Factores de seguridad					
			Cargas Estáticas			Cargas Sísmicas		
			Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 1	Opción 2	Opción 3
Estabilidad externa	Estabilidad global	FS _G	1.62>1.50	1.92>1.50	1.57>1.50	1.23>1.10	1.49>1.10	1.21>1.10
	Deslizamiento	FS _{SL}	1.71>1.50	-	2.96>1.50	1.18>1.10	-	1.91>1.10
Estabilidad interna	Resistencia al arrancamiento	FS _P	3.12>2.00	-	2.67>2.00	3.12>1.50	-	2.67>1.50
	Resistencia a la tensión de la barra de anclaje	FS _T	1.93>1.80	2.16>1.80	8.75>1.80	1.39>1.35	2.08>1.35	2.09>1.35
Resistencia del revestimiento	Flexión del revestimiento	FS _{FF}	7.69>1.50	2.04>1.50	16.90>1.50	5.54>1.10	1.96>1.10	5.08>1.10
	Corte por Punzonamiento	FS _{FP}	2.10>1.50	1.91>1.50	3.82>1.50	1.51>1.10	1.84>1.10	1.15>1.10

Nota. Comparación de factores de seguridad. Fuente: Mesias (2018)

Los componentes de resistencia han sido analizados mediante un sistema estático y dinámico. La opción 1 y 2 son las de mayor importancia en el estudio, debido a que, se trata de los muros que posiblemente emplearemos. Como se observa en la figura anterior los factores de seguridad para el muro claveteado son más conservadores que el muro anclado.

Los modos de falla para el sistema anclado son más grandes y pueden cumplir fácilmente la condición de estabilidad y por ende pueden ser causantes de desastres.

El análisis realizado por Mesias (2018), se basa tanto en un análisis manual como de diseño. Estos resultados son casi similares con un margen de error aceptable.

Aquí se encuentra una razón mas para poder utilizar el sistema claveteado en el proyecto.

5.5 FACTOR ECONÓMICO.

Para el factor económico se tomó en cuenta el estudio realizado por Mesias (2018), al desarrollar un desglose de precios unitarios a los dos sistemas estabilizadores: anclado y claveteado.

El estudio de precios unitarios fue realizado para 1.5 m de muro; desde luego, el presupuesto obtenido para el muro claveteados es menor que el anclado.

En resumidas cuentas, el muro anclado es tres veces más costoso que el anclado; esta demostración concuerda con los parámetros vistos en la sección (5.3). Misma que, se necesita de mayor tiempo de construcción y cantidad de materiales.

Este estudio demuestra que para un metro cúbico de muro claveteado el costo oscila alrededor de 470.21 dólares y para el anclado 1683.63 dólares.

Tabla 13*Presupuesto muro claveteado.*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO (USD)	TOTAL (USD)
MOVIMIENTO DE TIERRAS				8.50
Excavación a máquina	m3	2.45	3.47	8.50
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				376.35
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	195.00	1.93	376.35
ESTRUCTURAS				1,018.98
Hormigón proyectado f'c=280 kg/cm2	m3	2.22	199.01	441.80
Lechada de hormigón f'c=280 kg/cm2	m3	2.45	191.94	470.25
Malla electrosoldada 10.5mm a 10cm	m2	18.50	5.78	106.93
TRANSPORTE				6.79
Acarreo de materiales excavados (1km)	m3	2.45	2.77	6.79
TOTAL:				1,410.62

Nota. Evaluación de precios unitarios para un metro lineal de muro. Fuente: Mesias (2018).

Tabla 14*Presupuesto muro anclado.*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO (USD)	TOTAL (USD)
MOVIMIENTO DE TIERRAS				5.31
Excavación a máquina	m3	1.53	3.47	5.31
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				131.24
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	68.00	1.93	131.24
ESTRUCTURAS				4,910.10
Hormigón proyectado f'c=280 kg/cm2	m3	3.24	199.01	644.79
Lechada de hormigón f'c=280 kg/cm2	m3	0.42	191.94	81.38
Tornillo autoperforante R51N	m	20.27	40.44	819.72
Tornillo autoperforante R38N	m	65.35	31.25	2,042.19
Gato hidráulico (tesado de anclajes)	u	6.00	182.42	1,094.52
Malla electrosoldada 10.5mm a 10cm	m2	39.36	5.78	227.50
TRANSPORTE				4.24
Acarreo de materiales excavados (1km)	m3	1.53	2.77	4.24
TOTAL:				5,050.89

Nota. Evaluación de precios unitarios para un metro lineal de muro. Fuente: Mesias (2018).

De acuerdo a cada uno de los factores anteriormente vistos y de las diferentes evaluaciones realizadas, el proyecto toma como única opción el análisis y desarrollo del sistema claveteado. Debido a que, se tendrá un proyecto económicamente viable.

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BISHOP

En este apartado se presenta una serie de cálculos basados en el método de Bishop simplificado. De manera que, se podrá corroborar los resultados obtenidos manualmente con los que nos presente el software GEO5.

El programa trabaja con diferentes tipos de análisis, específicamente con cinco siendo el más conservador el de Bishop. Por tal razón, los cálculos manuales y el análisis corrido mediante el software se verán reflejado a continuación, siguiendo cada una de las condiciones y recomendaciones planteadas por este método.

Se toma en consideración que este procedimiento al presentar su ecuación del factor de seguridad de manera explícita (7.5), es decir, aparece el FS a los dos lados de la ecuación, es necesario proceder con iteraciones en cada una de las dovelas que se han planteado alrededor de la falla.

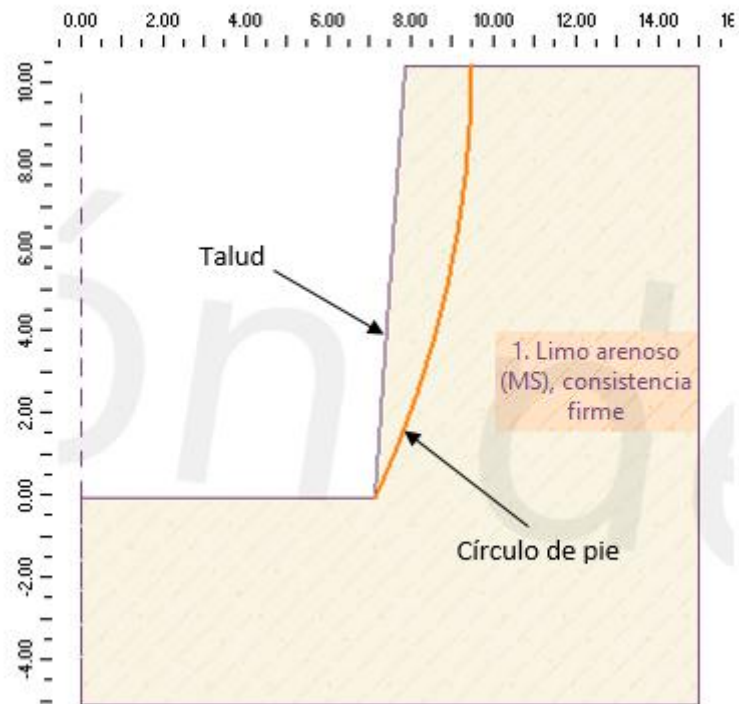
Los cálculos manuales se encuentran presentados en hojas Excel y Mathcad, debido a, la gran cantidad de dovelas y ecuaciones a manejarse. Sin embargo, se demuestra el procedimiento con las dos primeras dovelas.

El análisis de la estabilización del talud parte principalmente por determinar una posible grieta que se podría generar; de acuerdo, al capítulo anterior del estudio de suelos y de la información recolectada se procede a plantear una falla de tipo circular.

Una vez considerada la posible grieta se procede a tomar los datos de la geometría que presenta la circunferencia. La superficie que se consideró para el primer procedimiento inicia desde el pie del talud hasta 1.65 m de la cabeza hacia dentro. El estudio llevado a cabo con estas condiciones estuvo cercana a la más crítica, sin embargo, sirvió de mucha ayuda para lograr identificar con exactitud.

Figura 17

Falla circular del talud.



Nota. Falla propuesta inicialmente en el software GEO5. Elaborado por: El autor.

Como la superficie que se consideró al inicio no es la que realmente satisface un factor de seguridad crítico, se procede a descartar y con las mismas propiedades y condiciones del terreno se analiza otra nueva posibilidad.

Después de un sin número de iteraciones se ha logrado llegar a determinar un el factor de seguridad que presenta el talud. El desarrollo del estudio propuesto por Bishop que se presentan a continuación; En primer lugar se enfoca en el análisis para una dovela seguido del resultado calculado para la misma, pero, acorde al factor de seguridad analizado de todo el proyecto.

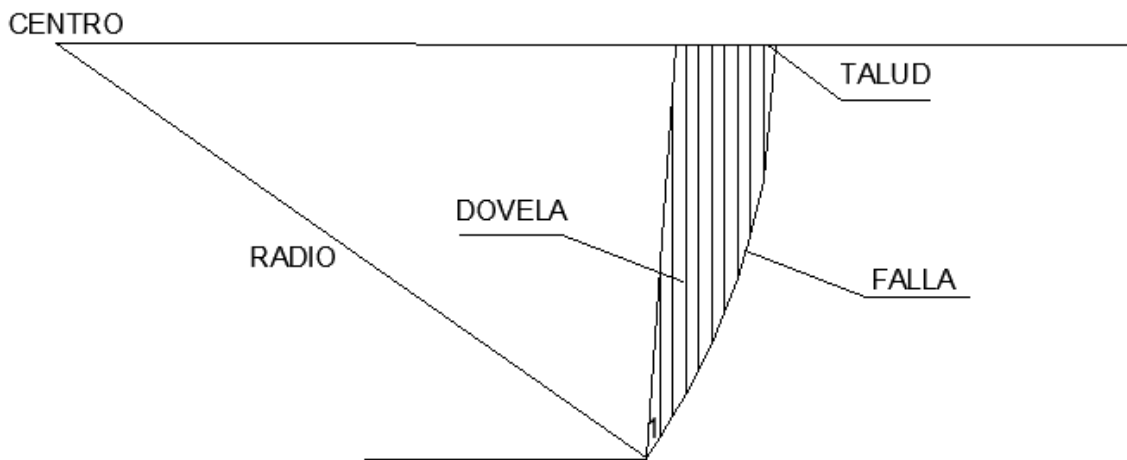
Para la división de cada dovela ha sido necesario la utilización del software AutoCAD, en donde, se estimó un número de diez franjas que fueron suficientes para su

análisis. La superficie de estudio es de forma circular presentando como centro las coordenadas (-7.87, 10.52) m y con un radio de 18.30 m. Las rebanadas se encuentran separadas uniformemente a 0.3297 m de distancia.

Según la literatura y el estudio realizado al comienzo del proyecto la posibles fallas que pueden presentar es únicamente la superficial o llamada círculo de talud.

Figura 18

División de dovelas en el talud.



Nota. División en rebanadas, alrededor de la falla del talud. Elaborado por: El autor.

De todo lo expuesto en los capítulos anteriores en la siguiente tabla, se presenta un resumen general de los datos obtenidos mediante recomendaciones, trabajo en campo y de laboratorio.

Tabla 15

Datos generales del proyecto.

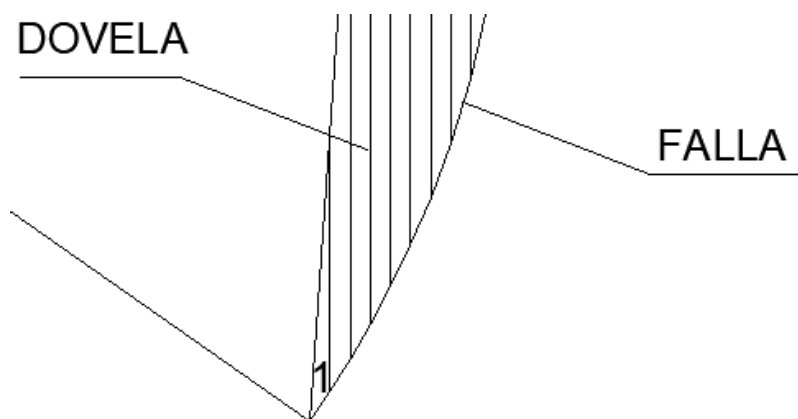
Datos generales
Peso específico (γ) = 18 kN/m ³
Cohesión (c) = 12 kN/m ²
Ángulo de fricción (ϕ) = 26.5°
Coefficiente sísmico horizontal (k_h) = 0.252
Coefficiente sísmico vertical (k_v) = 0.076
Presión de poros ($U\alpha$) = 0
Sobrecarga (Q) = 0
Inclinación del terreno (d) = 0

Nota. Resumen general de los datos más importantes que interviene en la solución de proyecto. Elaborado por: El autor.

Una vez conseguido los parámetros iniciales necesarios se puede ya trabajar acorde al método de Bishop. Como se mencionó anteriormente partiremos con el desarrollo de la primera franja con su respectivo factor de seguridad.

Figura 19

Franja N°1 de la falla del talud.



Nota. La falla circular de talud, dividida en rebanadas. Elaborado por: El autor.

Cada dovela está representada por medio de coordenadas iniciales como finales, seguidamente se muestra cuatro puntos que intervienen en la primera franja de la posible falla del talud, además se procede a trabajar con un factor de seguridad de 1, mismo que nos facilita en el desarrollo.

Tabla 16

Coordenadas de la franja inicial.

COORDENADAS DE LAS DOVELAS				
Punto	Final más alto		Final más bajo	
N°	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	7.1329	0.0413	7.1329	0.0413
2	7.4626	4.7564	7.4626	0.5299

Nota. Puntos iniciales y finales que presenta la primera rebanada. Elaborado por: El autor.

Las unidades que se presentan en cada procedimiento se encuentran manejadas bajo el Sistema Internacional de Unidades (SI).

En cuanto al desarrollo de cada una de las ecuaciones se necesitó la ayuda software Mathcad, en donde se estableció abreviaturas manejadas por este sistema. Es de vital importancia mencionar que todos los ítems se encuentran sujetos al método planteado sin excepción de alguna de las condiciones.

El ancho de cada dovela está representado con la letra h con un valor constante para todas las rebanadas de 0.3297 m. Así también, se asumió un factor de seguridad de 1 al inicio del problema, con el fin de facilitar los cálculos.

Sin embargo al finalizar el desarrollo se pudo observar que este factor de seguridad era casi idéntico y después de algunas iteraciones se pudo llegar a un FS = 1.016; con este valor se presenta a continuación el desarrollo del problema.

Los puntos obtenidos de la primera franja se encuentran representados de la siguiente forma:

Coordenadas de los puntos más altos y más bajos del inicio de la primera franja.

$$X_{1f_a} = 7.1329 \text{ m} \quad X_{1f_b} = 7.1329 \text{ m}$$

$$Y_{1f_a} = 0.0413 \text{ m} \quad Y_{1f_b} = 0.0413 \text{ m}$$

Coordenadas de los puntos más altos y más bajos del final de la primera franja.

$$X_{2f_a} = 7.4626 \text{ m} \quad X_{2f_b} = 7.4626 \text{ m}$$

$$Y_{2f_a} = 4.7564 \text{ m} \quad Y_{2f_b} = 0.5299 \text{ m}$$

Una vez que se tiene los puntos de la dovela se determina la base menor y mayor de la franja.

$$b = Y_{1f_a} - Y_{1f_b} \quad (6)$$

$$b = 0.0413 \text{ m} - 0.0413 \text{ m}$$

$$b = 0 \text{ m}$$

$$B = Y_{2f_a} - Y_{2f_b} \quad (7)$$

$$B = 4.7564 \text{ m} - 0.5299 \text{ m}$$

$$B = 4.2265 \text{ m}$$

Luego se determina el área de la franja con la fórmula del trapecio ya que es la que más se asemeja a nuestra realidad.

$$A = \left(\frac{B+b}{2} \right) * h \quad (8)$$

$$A = 0.697 \text{ m}^2$$

Para determinar el peso de la franja se tomó como referencia un metro de superficie.

$$W = A * Y * 1 m \quad (9)$$

$$W = 12.541 kN$$

En este caso se puede observar que todos los ángulos serán positivos, debido a, que se encuentran ubicados en el primer cuadrante; ya que la falla no se presenta por debajo del pie del talud. El ángulo de inclinación con respecto a la dovela se obtiene con la siguiente expresión.

$$\alpha = \text{atan} \left(\frac{Y_{2f_b} - Y_{1fb}}{X_{2f_b} - X_{1fb}} \right) \quad (10)$$

$$\alpha = 0.977 \text{ rad}$$

La longitud de la base de la franja se la determinó con la fórmula de la distancia entre dos puntos.

$$\Delta l = \sqrt{(X_{2f_b} - X_{1fb})^2 + (Y_{2f_b} - Y_{1fb})^2} \quad (11)$$

$$\Delta l = 0.589 m$$

Ahora se presenta el desarrollo de cada una de las ecuaciones para conseguir el factor de seguridad dispuesto por la primera dovela.

$$C = c * \Delta l * 1 m \quad (12)$$

$$C = 7.0732 kN$$

$$m_a = \cos(\alpha) * \left(1 + \frac{\tan(\alpha) * \tan(\phi)}{FS} \right) \quad (5)$$

$$m_a = 0.966$$

$$N' = \frac{1}{m_a} * \left(W * (1 - k_v) - \frac{C * \sin(\alpha)}{FS} - U_a * \cos(\alpha) * kN + Q * \cos(\delta) * kN \right) \quad (13)$$

$$N' = 7.008 \text{ kN}$$

$$FS_{cal} = \frac{C + N' * \tan(\phi)}{W * \sin(\alpha)} \quad (14)$$

$$FS_{cal} = 1.016$$

El factor de seguridad calculado es de 1.016 para la primera rebanada, es decir, esta franja del talud es estable de acuerdo a los datos investigados. De esta forma, ahora se presenta la misma dovela, pero, con los datos reales del factor de seguridad determinados para toda la superficie.

El modelo que se presenta a continuación es del mismo tramo analizado (franja 1), pero con el factor de seguridad de 0.357 establecido ya, en toda la falla del talud. Esta franja se encuentra relacionada con las diez rebanadas propuestas inicialmente.

El siguiente desarrollo, está presentado de manera muy simple, debido a, que es el mismo que se trabajó arriba; pero con un FS diferente. Los datos conseguidos inicialmente son iguales hasta el parámetro (C), de aquí en adelante estos parámetros cambiarán, motivo por el cual, las expresiones consiguientes están relacionadas con el factor de seguridad. Por esta razón, se da a conocer los siguientes resultados:

$$m_a = \cos(\alpha) * \left(1 + \frac{\tan(\alpha) * \tan(\phi)}{FS} \right) \quad (5)$$

$$m_a = 1.717$$

$$N' = \frac{1}{m_a} * \left(W * (1 - k_v) - \frac{C * \sin(\alpha)}{FS} - U_a * \cos(\alpha) * kN + Q * \cos(\delta) * kN \right) \quad (13)$$

$$N' = -2.261 \text{ kN}$$

$$FS_{cal} = \frac{C + N' * \tan(\phi)}{W * \sin(\alpha)} \quad (14)$$

$$FS_{cal} = 0.572$$

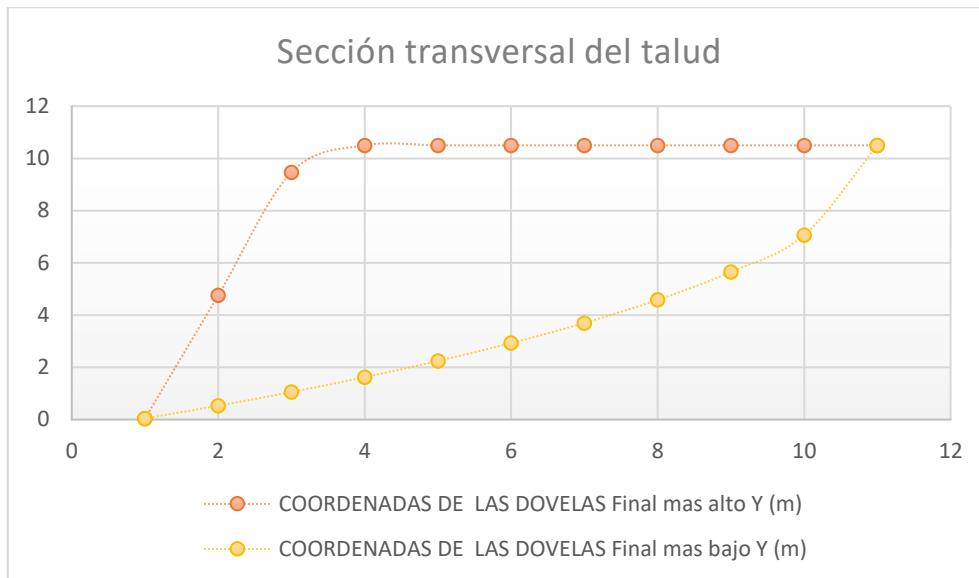
Se puede observar que el factor de seguridad calculado (FS_{cal}), para toda la superficie establecida inicialmente en este caso bajó. Así pues, se encuentra ya relacionado con toda la posible masa de tierra a desprenderse, de esta manera, al ser tomado una parte de la posible grieta, esta es más alta respecto a la poca cantidad de masa de tierra a soportar.

En cuanto al análisis de toda la superficie circular del talud es necesario interpretarlos con gráficos que ayuden a diferenciar de una mejor forma lo que se quiere encontrar. Lo principal en la solución de esta problemática es establecer el posible plano desestabilizador y coordenadas exactas que forman cada una de las rebanadas.

En este caso la falla superficial del talud ha sido dividida en diez franjas, por ende, se tendrá once puntos que serán identificados de la siguiente forma: final más alto y final más bajo.

Figura 20

Sección transversal del talud.



Nota. Identificación de los puntos finales altos y bajos que conforman la falla del talud.

Elaborado por: El autor.

Las coordenadas que presenta cada una de las dovelas se encuentran representadas de siguiente forma:

Tabla 17

Coordenadas de las dovelas.

COORDENADAS DE LAS DOVELAS				
Punto	Final más alto		Final más bajo	
N°	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	7.1329	0.0413	7.1329	0.0413
2	7.4626	4.7564	7.4626	0.5299
3	7.7923	9.4714	7.7923	1.0552
4	8.122	10.5025	8.122	1.6236
5	8.4517	10.5022	8.4517	2.2441
6	8.7814	10.5018	8.7814	2.9292
7	9.1111	10.5014	9.1111	3.6987
8	9.4409	10.5011	9.4409	4.585

9	9.7706	10.5007	9.7706	5.6517
10	10.1003	10.5004	10.1003	7.0618
11	10.43	10.5	10.43	10.5

Nota. Puntos representativos de cada una de las dovelas que conforman la falla del talud.

Elaborado por: El autor.

Una vez obtenido las coordenadas de las dovelas se aplica el mismo procedimiento anterior para cada una de ellas.

Para obtener el factor de seguridad más desfavorable que presenta el talud se necesitó realizar dos tipos de análisis; el estático y dinámico. Por lo tanto, serán presentados estos dos tipos de estudios utilizando para cada uno de ellos el proceso de iteración.

En la siguiente figura se presenta un procedimiento manual estático mediante el método de Bishop simplificado.

Tabla 18

Factor de seguridad basado en el método de Bishop.

CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD (ESTÁTICO)													
Dovela	Base m	Base M	h	A	W	α	Δl	C	ma	N'	N'tan ϕ'	C+N'tan ϕ'	Wsen α
N°	b (m)	B (m)	(m)	(m ²)	(kN)	(rad)	(m)	(kN)		(KN)	(kN)		
1	0.000	4.227	0.330	0.697	12.541	0.977	0.589	7.073	1.291	1.676	0.836	7.909	10.396
2	4.227	8.416	0.330	2.084	37.515	1.010	0.620	7.442	1.279	20.608	10.275	17.717	31.775
3	8.416	8.879	0.330	2.851	51.320	1.045	0.657	7.885	1.265	31.024	15.468	23.353	44.392
4	8.879	8.258	0.330	2.825	50.851	1.082	0.703	8.432	1.248	30.174	15.044	23.476	44.905
5	8.258	7.573	0.330	2.610	46.974	1.122	0.760	9.124	1.229	26.386	13.156	22.279	42.328
6	7.573	6.803	0.330	2.370	42.656	1.166	0.837	10.046	1.205	21.837	10.887	20.933	39.208
7	6.803	5.916	0.330	2.097	37.740	1.215	0.946	11.348	1.176	16.088	8.021	19.369	35.371
8	5.916	4.849	0.330	1.775	31.943	1.271	1.116	13.398	1.138	8.159	4.068	17.466	30.519
9	4.849	3.439	0.330	1.366	24.592	1.341	1.448	17.378	1.087	-4.929	-2.457	14.920	23.946
10	3.439	0.000	0.330	0.567	10.203	1.475	3.454	41.448	0.974	-64.506	-32.161	9.286	10.157
										133.573	43.136	176.709	312.997
												FScal	0.565

Nota. Análisis estático mediante iteraciones. Elaborado por: El autor.

Con la ayuda del Excel se ha logrado obtener el factor de seguridad más desfavorable que presenta el talud. El resultado obtenido después de varias iteraciones es $FS_{est} = 0.565$ como se puede observar en la Figura 30.

El resultado del factor de seguridad calculado por el método de Bishop es de vital importancia, debido a que, permite saber que tan estable se encuentra el talud. En este caso el FS obtenido es demasiado bajo presentando una gran inestabilidad.

Para obtener los componentes de resistencia en un análisis dinámico es necesario calcular los coeficientes sísmicos. Estos parámetros han sido calculados anteriormente, de manera que, los resultados obtenidos serán más apegados a la realidad. Si bien es cierto, en la actualidad todos los proyectos deberían ser manejados con un análisis dinámico más no con un estático.

En la siguiente figura se presenta un el análisis dinámico mediante el método de Bishop simplificado.

Tabla 19

Factor de seguridad basado en el método de Bishop.

CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD (DINÁMICO)																	
Dovela N°	Base m	Base M	h (m)	A (m ²)	W (kN)	α (rad)	Δl (m)	C (kN)	ma	N' (kN)	N'tan ϕ' (kN)	C+N'tan ϕ'	Wsen α				
	b (m)	B (m)															
1	0.000	4.227	0.330	0.697	12.541	0.977	0.589	7.073	1.460	-0.812	-0.405	6.668	10.396				
2	4.227	8.416	0.330	2.084	37.515	1.010	0.620	7.442	1.452	14.418	7.189	14.631	31.775				
3	8.416	8.879	0.330	2.851	51.320	1.045	0.657	7.885	1.441	22.589	11.263	19.148	44.392				
4	8.879	8.258	0.330	2.825	50.851	1.082	0.703	8.432	1.428	21.536	10.738	19.169	44.905				
5	8.258	7.573	0.330	2.610	46.974	1.122	0.760	9.124	1.412	18.049	8.999	18.123	42.328				
6	7.573	6.803	0.330	2.370	42.656	1.166	0.837	10.046	1.392	13.860	6.910	16.956	39.208				
7	6.803	5.916	0.330	2.097	37.740	1.215	0.946	11.348	1.367	8.561	4.268	15.616	35.371				
8	5.916	4.849	0.330	1.775	31.943	1.271	1.116	13.398	1.333	1.221	0.609	14.007	30.519				
9	4.849	3.439	0.330	1.366	24.592	1.341	1.448	17.378	1.285	-11.003	-5.486	11.892	23.946				
10	3.439	0.000	0.330	0.567	10.203	1.475	3.454	41.448	1.177	-68.376	-34.091	7.357	10.157				
										133.573		9.994		143.567		312.997	
												FScal		0.459			

Nota. Análisis dinámico mediante iteraciones. Elaborado por: El autor.

Como se puede observar en la Figura 31, el factor de seguridad dinámico es menor que el estático, debido a, que se ingresó factores naturales y por ende tiende a disminuir su estabilidad.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN CON GEO5

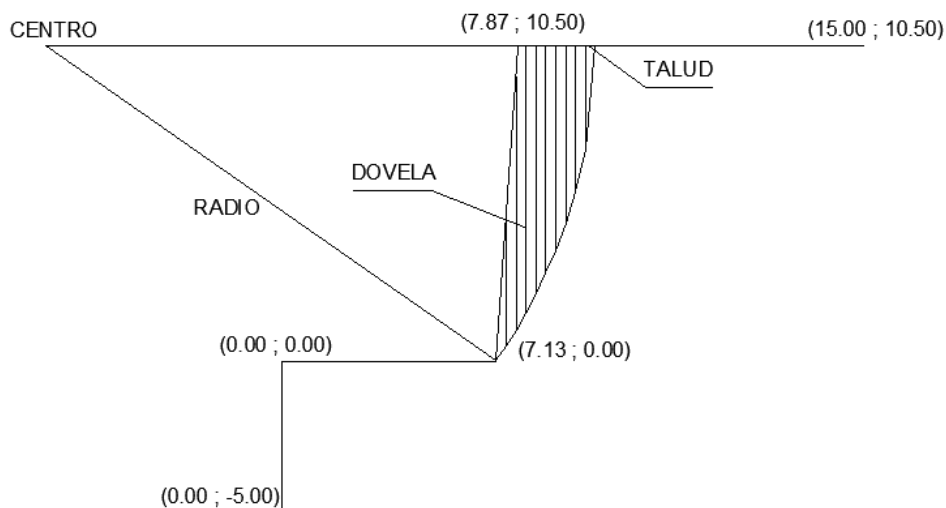
Como es de conocimiento el desarrollo del proyecto se trabajó bajo el paquete de estabilidad de taludes, analizado mediante el método de Bishop. A la vez, se corroboró el resultado dado por el programa y el que se calculó manualmente.

Al trabajar con la versión trial de este paquete computacional no se permite trabajar con todas las funciones que se posee, debido a, que se encuentran bloqueadas y de la misma forma no se puede guardar. En este caso las funciones que se han utilizado han sido de gran ayuda, permitido continuar con el análisis normalmente.

En la Figura 32, se presenta el perfil transversal del talud con la geometría obtenida mediante el levantamiento topográfico; estos datos se encuentra expresados en metros y cada vértice está representado con una coordenada, debido a que, han sido ingresados, tal cual, como se muestra en el programa.

Figura 21

Coordenadas dispuestas en el talud.



Nota. Perfil transversal del talud en coordenadas. Elaborado por: El autor.

Las coordenadas representativas de la geometría del talud se ingresó de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha. En este caso el nivel 0.00 es el pie del talud, así mismo, se dejó un tramo de cinco metros de profundidad para asumir una posible falla que vaya por debajo del pie del talud.

El programa nos permite realizar configuraciones como en el caso del factor de seguridad; el análisis se lo llevó a cabo con un valor de 1.50, es decir, va a identificar factores mayores o menores a este. Los FS superiores a 1.50 nos indicarán que el talud es estable y los inferiores serán inestables.

Es suficiente realizar un análisis estático con un valor de FS igual a 1, sin embargo, este proyecto demanda un alto peligro, por esta razón, es necesario aumentar su valor a 1.50.

Ahora se define los rangos del talud, en otras palabras las coordenadas globales en las que se encuentra ubicado el proyecto. En el eje horizontal se designa el ancho del talud; como rango mínimo se tomó el punto 0.00 y como rango máximo la dimensión de 15.00 m. Para la profundidad del modelo se estableció por default los 5 m.

Tabla 20

Coordenadas globales del talud.

COORDENADAS GLOBALES	
Rango	Dimensiones (m)
Mínimo x	0.00
Máximo x	15.00
Profundidad z	-5.00

Nota. Extensión máxima que presentará el talud en el programa. Elaborado por: El autor.

Las coordenadas que conforman la geometría del talud presentadas anteriormente serán ingresadas en el software. Es necesario dirigirse a la pestaña interfaz del programa

en donde se añadirá textualmente y de forma ordenada punto por punto; siguiendo con cada una de las indicaciones.

El software GEO5 nos permite ingresar las propiedades del suelo manualmente; como nuestro estudio de suelo se lo realizo mediante una clasificación SUCS y el software permite ingresar datos con esta misma clasificación, se procedió, a verificar de una u otra forma nuestro datos obtenidos con los del programa.

Tabla 21

Propiedades del suelo.

CLASIFICACIÓN MANUAL DEL SUELO	
Partículas	%
Finas	56
Arenosas	44
Grava	0
Humedad	
Humedad de la muestra	25.9
Limite líquido	33.9
Limite plástico	25.8

Nota. Datos obtenidos de la clasificación SUCS. Elaborado por: El autor.

El programa reconoce las características del suelo ingresadas e inclusive lo describe, de acuerdo, con a su clasificación. Según los datos ingresados, el software lo representa como un tipo de suelo limoso arenosos (MS), de consistencia firme. En este caso, como todo el material del talud es el mismo solo se necesitó ingresar un tipo de suelo.

Tabla 22

Propiedades del suelo.

Datos generales del suelo	
Peso específico (γ)	18 kN/m ³
Ángulo de fricción interna (ϕ)	26.5°
Cohesión del suelo (c)	12 kN/m ²

Nota. Propiedades del suelo en el software. Elaborado por: El autor.

Cuando se desarrolló el proceso iterativo se presentó el análisis por los dos casos estático y sísmico. Así mismo, en el software se tomó en cuenta estos dos casos.

El programa puede ser desarrollado mediante métodos tradicionales o elementos finitos; para este caso se utilizó a estos dos tipos. El primero se llevó a cabo sumiendo una superficie circular de falla, sin embargo, esta no fue la más desfavorable. Por esta razón, se ejecutó un análisis mediante elementos finitos, donde se pudo conseguir la falla del talud más desfavorable.

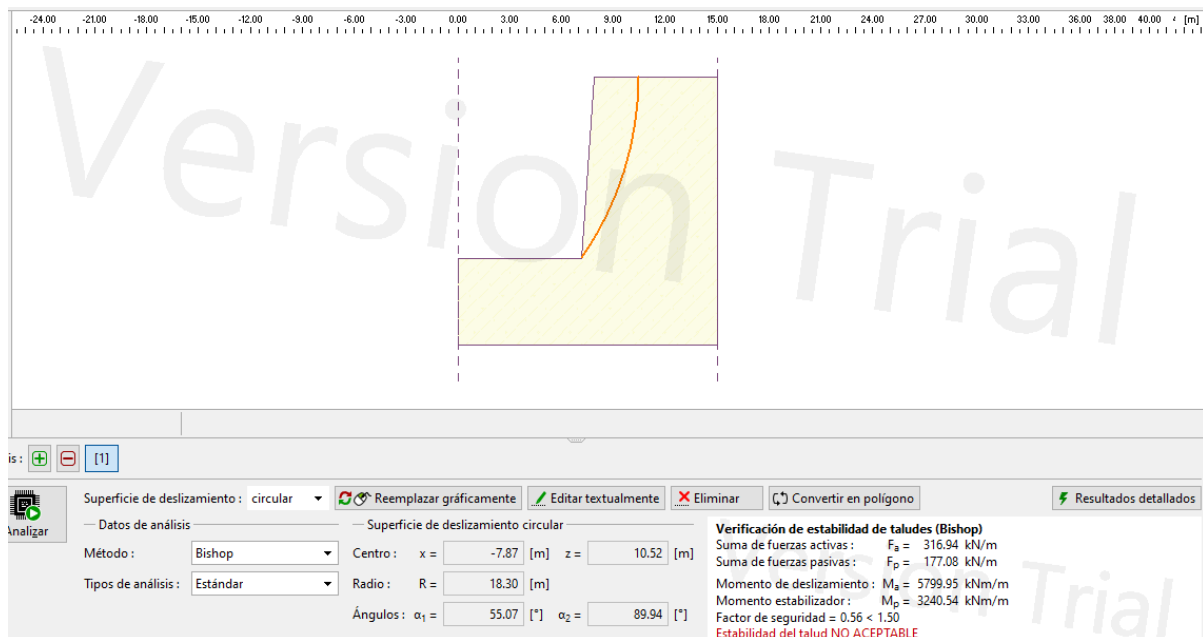
Para poder seguir con el procedimiento, es necesario ingresar los coeficientes sísmicos al programa. Estos parámetros fueron calculados anteriormente tomando un valor para $k_h = 0.252$ y $k_v = 0.076$.

La siguiente figura presenta los resultados mediante un estudio de métodos tradicionales. La falla circular que se encuentra representada con un color tomate es la que se asumió inicialmente. El análisis tradicional realizado por el programa presentó como un factor de seguridad no aceptable.

El análisis estático ejecutado en el programa generó un factor de seguridad de 0.56 el cual indicó que la estabilidad del talud no es aceptable.

Figura 22

Análisis mediante métodos tradicionales.

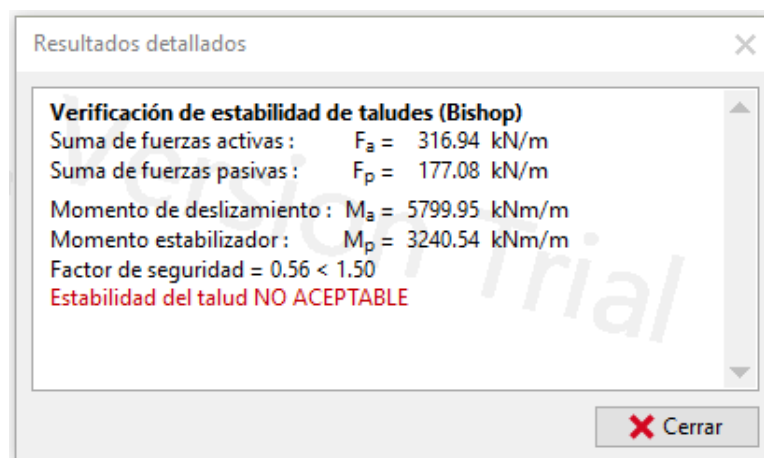


Nota. Análisis ejecutado con la falla del talud asumida. Elaborado por: El autor.

El análisis estático ejecutado en el programa generó un factor de seguridad de 0.56 el cual indica que la estabilidad del talud no es aceptable.

Figura 23

Análisis estático aplicando métodos tradicionales.



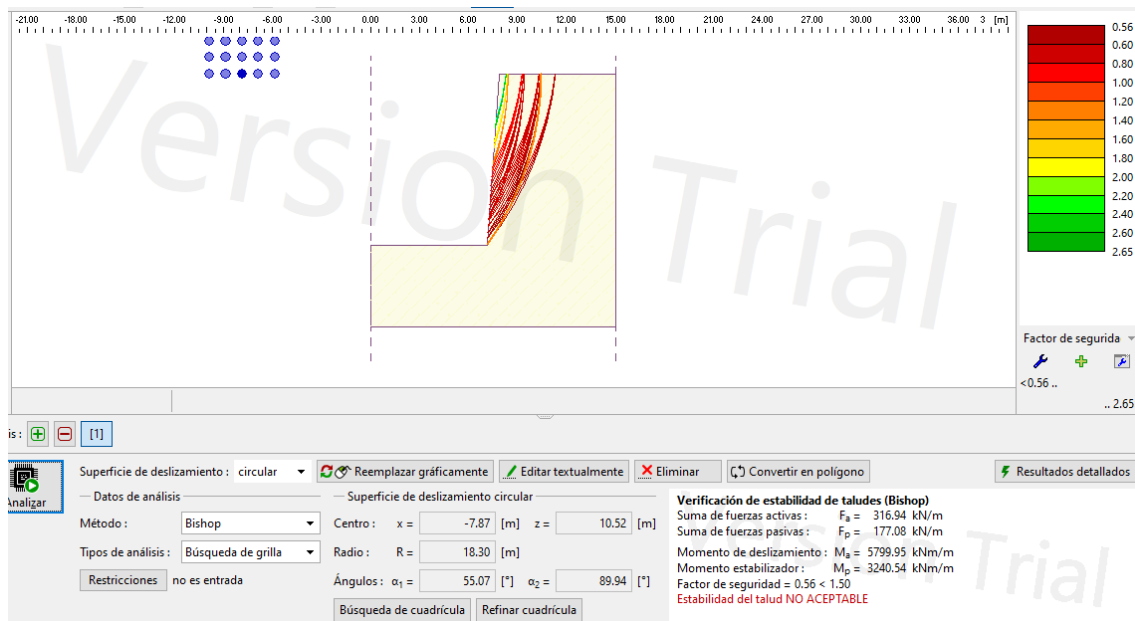
Nota. Resultados detallados del análisis. Elaborado por: El autor.

Ahora, se presentan los resultados mediante un análisis de elementos finitos. El desarrollo realizado por el software presento como un factor de seguridad no aceptable.

El análisis estático ejecutado en el programa genero un factor de seguridad como el más bajo de 0.56; el cual indico que la estabilidad del talud no es aceptable.

Figura 24

Análisis estático mediante elementos finitos.



Nota. Refleja el FS dispuesta por algunas superficies de falla. Elaborado por: El autor.

El análisis estático ejecutado en el programa genero un factor de seguridad de 0.56, mismo que coincide con la superficie de falla asumida. Como se puede observar en la figura anterior la superficie de falla asumida casi coincide con la crítica de ahí su similitud.

El resultado ejecutado por el programa indica que la estabilidad del talud no es aceptable. Siendo esta, la más baja de todas las posibles fallas que podrían darse en el talud.

Al realizar un análisis mediante elementos finitos se tendrá varias superficies de falla con su respectivo factor de seguridad; como las que se muestran a continuación.

Figura 25

Análisis estático mediante elementos finitos.

Resultados detallados

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)
 Suma de fuerzas activas : $F_a = 316.94$ kN/m
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 177.08$ kN/m
 Momento de deslizamiento : $M_a = 5799.95$ kNm/m
 Momento estabilizador : $M_p = 3240.54$ kNm/m
 Factor de seguridad = $0.56 < 1.50$
Estabilidad del talud NO ACEPTABLE

Búsqueda de cuadrícula de superficie de deslizamiento (Bishop)

Nro.	Centro		Radio R [m]	FS	Verificación
	x [m]	z [m]			
1	-9.87	10.52	18.30	1.35	NO ACEPTABLE
2	-9.87	10.52	19.30	0.66	NO ACEPTABLE
3	-9.87	11.52	18.30	1.78	ACEPTABLE
4	-9.87	11.52	19.30	0.75	NO ACEPTABLE
5	-9.87	11.52	20.30	0.58	NO ACEPTABLE
6	-9.87	12.52	18.30	2.49	ACEPTABLE
7	-9.87	12.52	19.30	0.87	NO ACEPTABLE
8	-9.87	12.52	20.30	0.64	NO ACEPTABLE
9	-8.87	10.52	17.30	1.36	NO ACEPTABLE
10	-8.87	10.52	18.30	0.67	NO ACEPTABLE
11	-8.87	11.52	17.30	1.81	ACEPTABLE
12	-8.87	11.52	18.30	0.77	NO ACEPTABLE
13	-8.87	11.52	19.30	0.59	NO ACEPTABLE
14	-8.87	12.52	17.30	2.57	ACEPTABLE
15	-8.87	12.52	18.30	0.89	NO ACEPTABLE
16	-8.87	12.52	19.30	0.65	NO ACEPTABLE
17	-8.87	12.52	20.30	0.57	NO ACEPTABLE

Cerrar

Nota. Resultados detallados del análisis. Elaborado por: El autor.

Como se puede observar existen algunos resultados aceptados y que superan el valor establecido de 1.50, pero, hay otras que no son aceptables debido a la inestabilidad que puede presentar el talud.

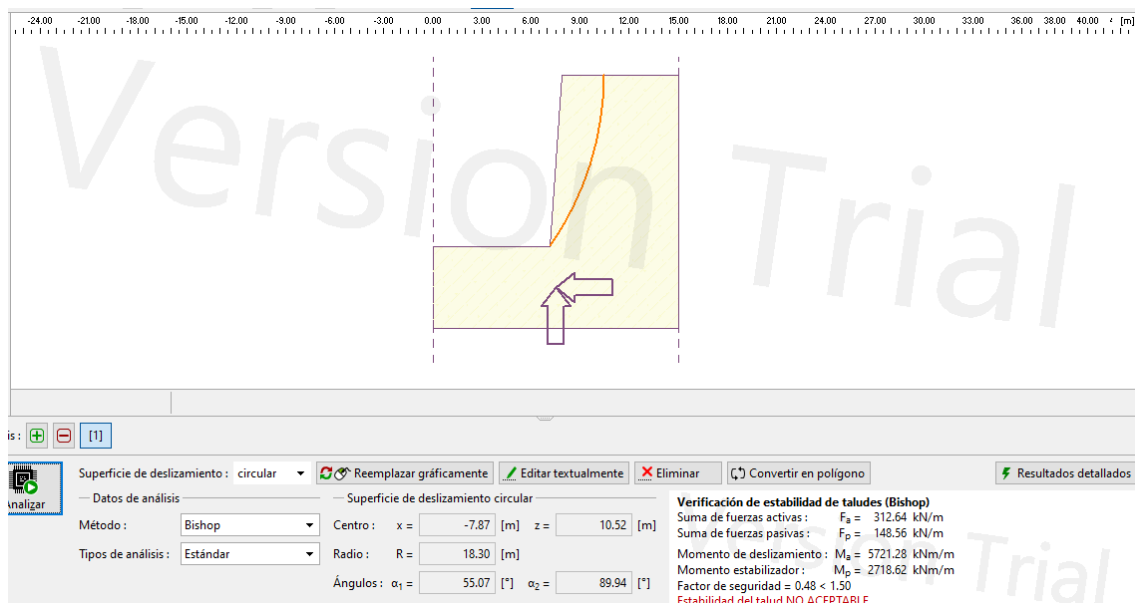
El programa arrojó 38 resultados diferentes de las posibles fallas, presentándose como el factor de seguridad más bajo con un valor de 0.56 como inestable y el más alto de 2.65 como una superficie estable.

A partir de este momento se llevará a cabo el análisis sísmico, el cual, es de vital importancia en el proyecto, debido a que, se dará una solución con este caso.

De la misma forma, que el caso anterior primero se analizará mediante métodos tradicionales y luego mediante elementos finitos. Para la superficie de falla asumida se tiene:

Figura 26

Análisis sísmico mediante métodos tradicionales.

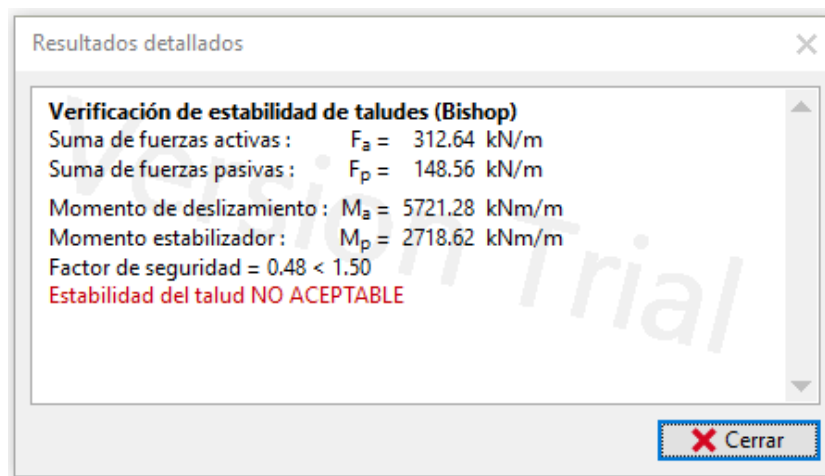


Nota. Análisis ejecutado con la falla del talud asumida. Elaborado por: El autor.

Como se esperaba el factor de seguridad baja por la asignación de parámetros sísmicos. Ahora el software presenta un valor de 0.48 que comparado con el resultado del análisis estático se reduce en un 14% aproximadamente. Este valor es grande y va a depender mucho de la magnitud de la obra, por esta razón, es necesario trabajar con estas cuantificaciones ya que simulan nuestra realidad.

Figura 27

Análisis sísmico aplicando métodos tradicionales.



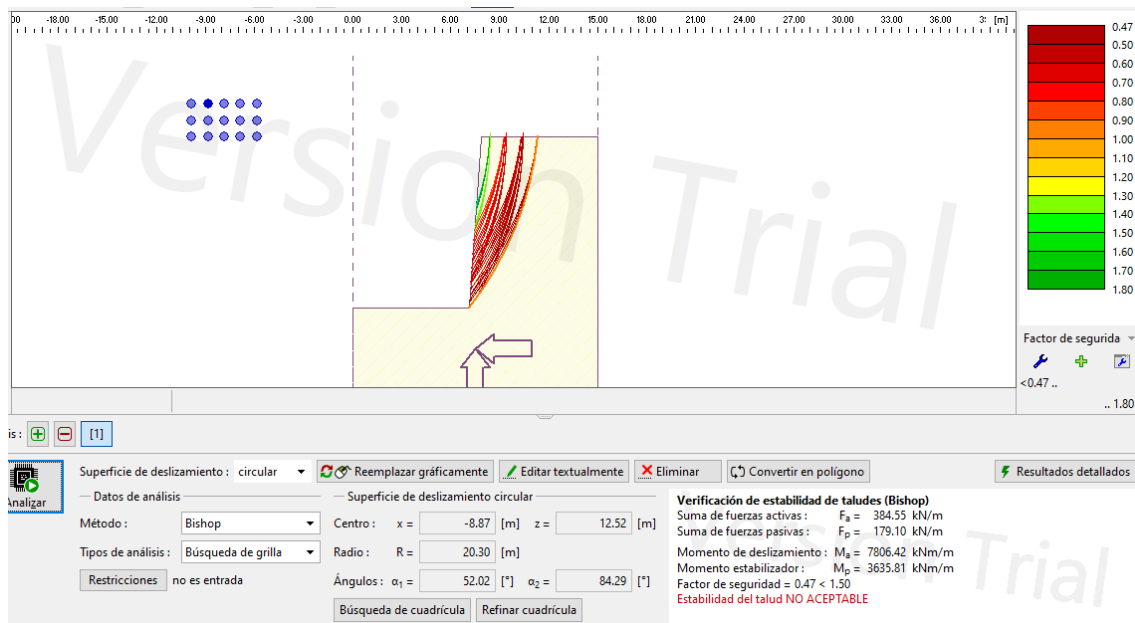
Nota. Resultados detallados del análisis. Elaborado por: El autor.

Posteriormente se presentan los resultados obtenidos mediante un análisis de elementos finitos. El análisis ejecutado por el programa presenta un factor de seguridad no aceptable, es decir, se encuentra por debajo del valor que ha sido asignado inicialmente.

El análisis sísmico ejecutado en el programa generó un factor de seguridad como el más bajo de 0.47; el cual indica que el talud presenta inestabilidad. Cabe recalcar que para todas las superficies de falla que se presentan se genera un factor de seguridad diferente.

Figura 28

Análisis sísmico mediante elementos finitos.



Nota. Refleja el FS dispuesta por algunas superficies de falla. Elaborado por: El autor.

El análisis sísmico ejecutado en el programa generó un factor de seguridad de 0.47. El resultado obtenido por el software indica que la estabilidad del talud no es aceptable, siendo esta, la más baja de todas las superficies.

Al realizar un análisis mediante elementos finitos se tendrá varias superficies de falla con su respectivo factor de seguridad; como las que se muestran a continuación.

Figura 29

Análisis sísmico mediante elementos finitos.

Resultados detallados

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)
 Suma de fuerzas activas : $F_a = 384.55$ kN/m
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 179.10$ kN/m
 Momento de deslizamiento : $M_a = 7806.42$ kNm/m
 Momento estabilizador : $M_p = 3635.81$ kNm/m
 Factor de seguridad = $0.47 < 1.50$
Estabilidad del talud NO ACEPTABLE

Búsqueda de cuadrícula de superficie de deslizamiento (Bishop)

Nro.	Centro		Radio R [m]	FS	Verificación
	x [m]	z [m]			
1	-9.87	10.52	18.30	1.32	NO ACEPTABLE
2	-9.87	10.52	19.30	0.59	NO ACEPTABLE
3	-9.87	11.52	18.30	1.74	ACEPTABLE
4	-9.87	11.52	19.30	0.67	NO ACEPTABLE
5	-9.87	11.52	20.30	0.49	NO ACEPTABLE
6	-9.87	12.52	19.30	0.78	NO ACEPTABLE
7	-9.87	12.52	20.30	0.53	NO ACEPTABLE
8	-8.87	10.52	17.30	1.33	NO ACEPTABLE
9	-8.87	10.52	18.30	0.60	NO ACEPTABLE
10	-8.87	11.52	17.30	1.77	ACEPTABLE
11	-8.87	11.52	18.30	0.68	NO ACEPTABLE
12	-8.87	11.52	19.30	0.50	NO ACEPTABLE
13	-8.87	12.52	18.30	0.79	NO ACEPTABLE
14	-8.87	12.52	19.30	0.55	NO ACEPTABLE
15	-8.87	12.52	20.30	0.47	NO ACEPTABLE
16	-7.87	10.52	16.30	1.34	NO

X Cerrar

Nota. Resultados detallados del análisis. Elaborado por: El autor.

Como se puede observar existen valores aceptados ya que superan el valor establecido de 1.50, pero, hay otras que no son aceptables debido a la inestabilidad que puede presentar el talud.

El programa analizó 35 resultados diferentes de las posibles fallas, presentándose como el factor de seguridad más bajo con un valor de 0.47, indicando que el talud es inestable y el más alto de 1.80 como una superficie estable.

Queda analíticamente comprobado que los dos tipos de análisis realizados tanto en el software como los trabajados textualmente coinciden.

CAPÍTULO VIII

PROPUESTA DE SOLUCIÓN DEL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN

En el presente apartado se hablará de las propuestas de solución para estabilizar el talud. Como anteriormente ya se realizó una evaluación entre varias estructuras de retención y se proyectó como la mejor solución el desarrollo de un sistema claveteado.

Con la ayuda del software GEO5, se analizaron varias alternativas como: perfilar el terreno, construcción de bermas en la cabeza del talud y construcción de muros de retención.

8.1 REDUCCIÓN DE LA PENDIENTE.

La primera propuesta que se desarrollo fue perfilar el terreno, con esto lo que se estaría haciendo es bajar la pendiente del talud, misma que, corresponde a disminuir la masa de tierra para garantizar un aumento en la resistencia cortante.

Con la ayuda del programa se han realizado cortes de terreno a diferentes grados, de tal forma, que pueda cumplir con las condiciones de estabilidad. Sin embargo, no se ha obtenido buenos resultados.

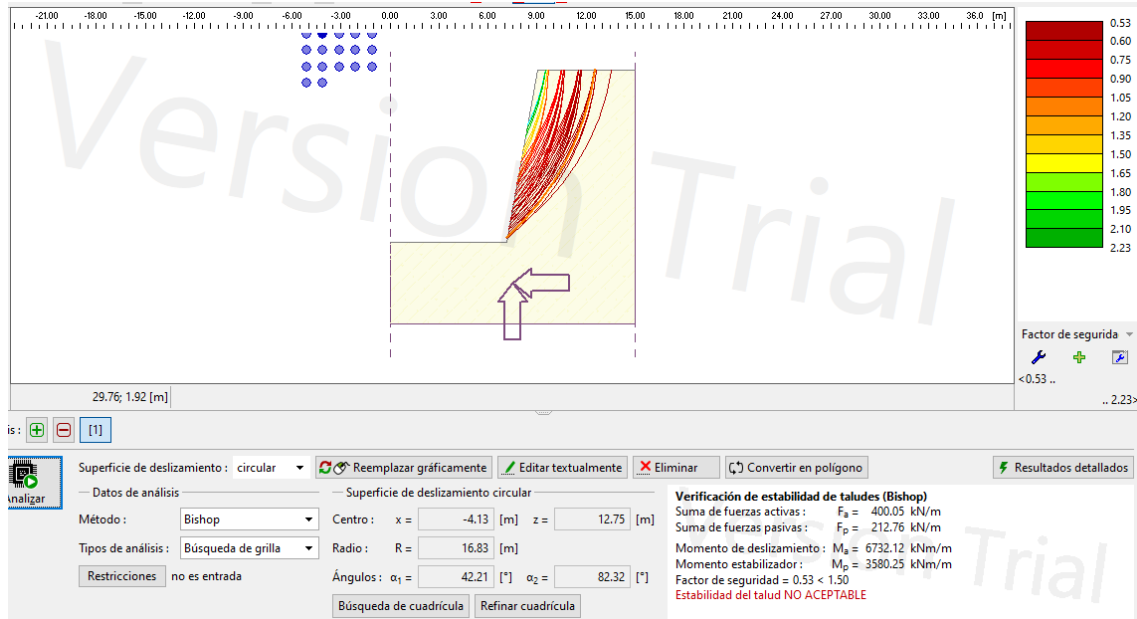
En la figura 41, se muestra uno de los análisis realizados, en donde, se puede observar claramente que el factor de seguridad critico paso de 0.45 a 0.53, es decir, no es recomendable perfilar el terreno.

De ante mano es importante pensar las consecuencias que genera esta solución. Se pone en consideración este escenario ya que el terreno que se encuentra en la cabeza del talud es de propiedad privada y sí por obvias razones se quiere proceder con esta alternativa será muy complicado.

Como se sabe, la longitud del talud es de 45 m y si se desea perfilar un metro de terreno, el propietario estaría perdiendo alrededor de cuarenta y cinco metros cuadrados de terreno; es una cantidad demasiada grande para proceder con este tipo de alternativas.

Figura 30

Primera propuesta de solución.



Nota. Cambio de la pendiente en el talud. Elaborado por: El autor.

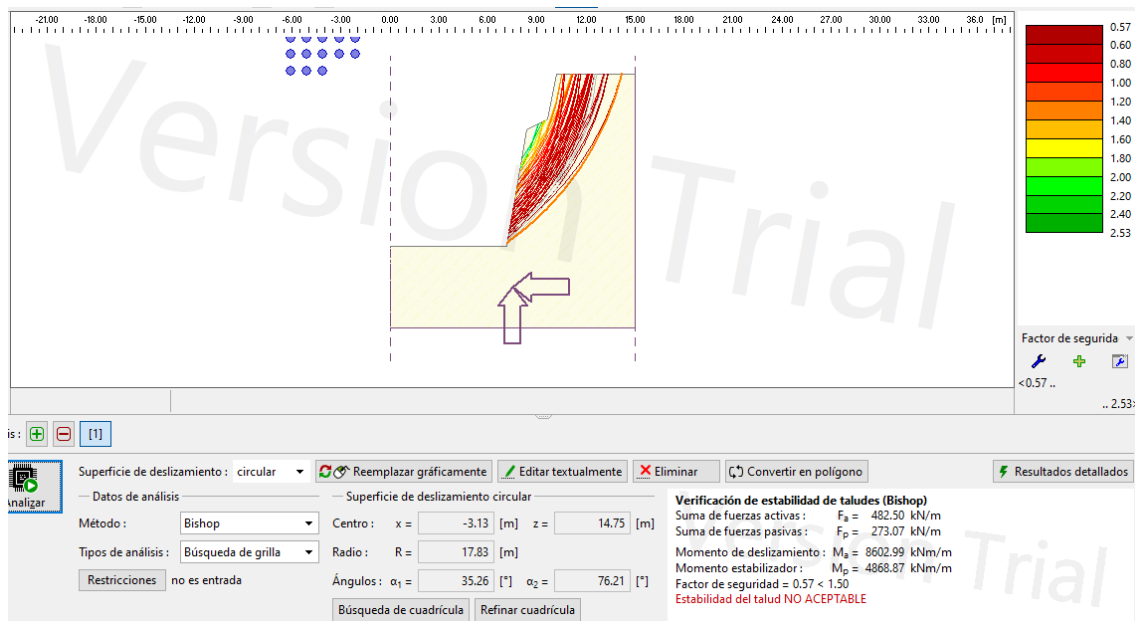
8.2 CONSTRUCCIÓN DE BERMAS.

La segunda alternativa se basa en la construcción de bermas, para este análisis se han realizado varios cortes en el terreno, con el fin, de disminuir la masa de tierra retenida y de esta manera garantizar el aumento de la fuerza cortante. Así mismo, se han realizado varias alternativas de solución, pero no se han obtenido resultados favorables.

La otra alternativa es generar terrazas en la cara del talud, pero, se estaría cayendo de una u otra forma en el mismo problema de disminución de la superficie.

Figura 31

Segunda propuesta de solución.



Nota. Construcción de bermas en el talud. Elaborado por: El autor.

Como se puede observar en la figura anterior el factor de seguridad en este caso aumento de 0.45 a 0.57, este resultado no es factible ya que se necesita llegar por lo menos a un FS de 1.5.

8.3 MURO CLAVETEADO.

La tercera alternativa se basa en la construcción de un muro claveteado, se ha dispuesto trabajar con esta supuesto, debido a que, es una de las opciones que más se acopla a nuestro proyecto.

Para el análisis de esta propuesta se ha tomado en cuenta algunos parámetros, los cuales, serán ingresados en el software y desarrollados paso a paso siguiendo cada una de las recomendaciones.

Lo primero que se realizó fue determinar los parámetros que intervienen en el empleo de clavos en el sistema. Para el desarrollo de cada una de las condiciones se ha dispuesto trabajar en el software Mathcad.

Para continuar con el análisis de esta solución será necesario trabajar con el paquete de Muro Claveteado que presenta GEO5.

Ahora se hará un resumen general con los parámetros iniciales y la geometría que presenta el talud para el análisis.

Tabla 23

Propuesta inicial.

Datos iniciales	
Altura del muro (H)	10.50 m
Inclinación (θ)	4°
Separación entre clavos (Sv)	1.50 m
Inclinación de los clavos (ψ)	10°
Diámetro del agujero (Da)	0.10 m
Grout ($f'c$)	21 MPa
Peso específico (γ)	18 kN/m ³
Ángulo de fricción interna (ϕ)	26.5°
Cohesión del suelo (c)	12 kN/m ²

Nota. Datos generales de la disposición de los elementos y propiedades del suelo.

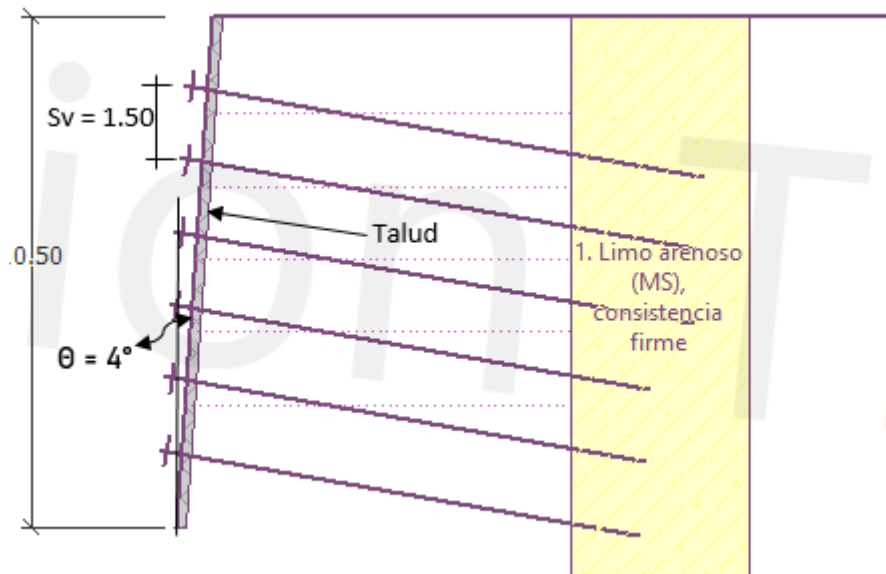
Elaborado por: El autor.

La separación de los clavos tanto vertical como horizontal será de 1.50 m, con una inclinación (ψ) de 10° con respecto a la horizontal y una lechada de cemento (grout) con una resistencia de 21 MPa.

Posteriormente se realiza un esquema de la configuración del sistema claveteado acorde a los datos dispuestos.

Figura 32

Geometría del talud.



Nota. Consideraciones iniciales. Elaborado por: El autor.

Lo primero que se realizó fue determinar un diseño geométrico para los clavos, luego se buscó una distribución de pernos y finalmente la disposición de una pantalla permanente; todo esto cumpliendo con las debidas recomendaciones.

8.3.1 Diseño inicial de los clavos.

Para poder calcular el ángulo de fricción factorado (ϕ_D), se necesita saber el factor de resistencia (ϕ_ϕ), el cual nos basaremos de la siguiente figura.

Tabla 24

Factores de resistencia del suelo.

ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Resistencia en la cabeza	$\Phi_F = \text{Tabla 4.8}$	Ver tabla 4.8
Resistencia a la tensión del tendón	$\Phi_N = 0.90$	1.00
Resistencia a la extracción Suelo - Grout	$\Phi_D = 0.70$	0.80
Cohesión del suelo	$\Phi_c = 0.90 (0.9^*)$	1.00 (1.0^*)
Fricción del suelo	$\Phi_\phi = 0.75 (0.65^*)$	1.00 (0.9^*)

ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA) Φ_F	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Cohesión del suelo-condición temporal†	$\Phi_c = 1.0 (1.0^*)$	N/A
Fricción del suelo-condición temporal†	$\Phi_\phi = 0.85(0.75^*)$	N/A

Nota. Basado en factores de resistencia de la especificación de la AASHTO LRFD.

Fuente: Figueroa et al (2011).

Como se generó un análisis sísmico se tomó un $\Phi_\phi = 1.00$ y se empleó la siguiente ecuación.

$$\Phi_D = \text{atan}(\Phi_\phi * \tan(\phi)) \quad (15)$$

$$\Phi_D = 26.5 \text{ deg}$$

Así también, para conseguir la cohesión adimensional del muro (C_D), se necesita saber el factor de resistencia (Φ_c), mismo que se encuentra en la figura anterior.

Donde $\Phi_c = 1.00$ y con un $\Gamma_w = 1.35$

Aplicando la siguiente expresión se obtuvo:

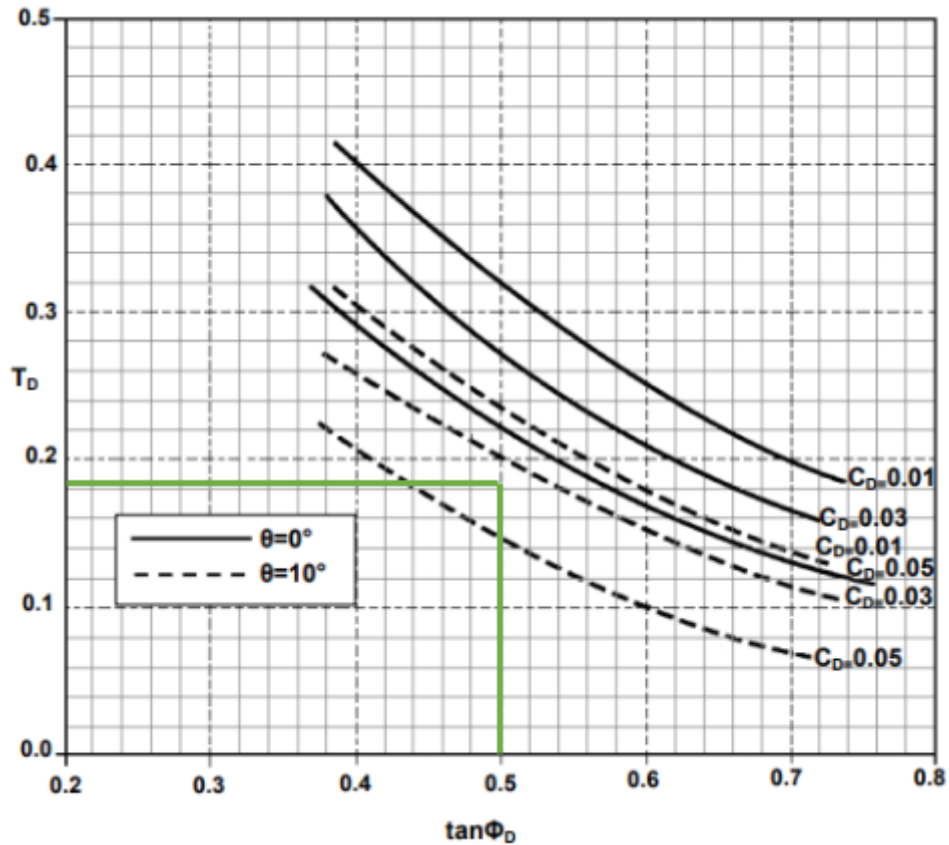
$$C_D = \frac{\Phi_c * C_u}{\Gamma_w * \gamma * H} \quad (16)$$

$$C_D = 0.047$$

Para un $\beta = 0^\circ$ y $\theta = 4^\circ$ procedemos a determinar la tensión adimensional; con la ayuda de la siguiente figura.

Figura 33

Factores de resistencia del suelo.



Nota. Basado en factores de resistencia de la especificación de la AASHTO LRFD.

Fuente: Figueroa et al (2011).

En la figura se puede observar que la línea continua representa a $\theta = 0^\circ$, mientras que, la entrecortada a un $\theta = 10^\circ$. Como no se tiene un valor para un $\theta = 4^\circ$ se tomó como referencia este rango, con el fin de, buscar el valor intermedio.

$$\tan(\Phi_D) = 0.499$$

$$T_D = 0.184$$

Como inicialmente se sugirió trabajar con una separación igual de clavos de 1.50 m se procedió a calcular la resistencia nominal con un $\phi_N = 1.00$ conforme a la Figura 44.

$$T_{NN} = \frac{T_D * (\Gamma_w * \gamma * H * S_H * S_V)}{\phi_N} \quad (17)$$

$$T_{NN} = 105.632 \text{ kN}$$

Ahora se continuó a calcular el área de acero, para esto, se tomará en cuenta un 10% más, con el fin de, garantizar una protección extra los cuales estarán en contacto directo con el suelo.

La fluencia del acero será de 414 MPa aproximadamente o más conocida como grado 60.

$$A_S = \frac{T_{NN}}{f_y} * 1.10 \quad (18)$$

$$A_S = 280.848 \text{ mm}^2$$

Como el área de hacer es de 280.878 mm^2 se utilizará una barra roscada de 19 mm según la siguiente figura.

Tabla 25

Propiedades de los Nails.

DESIGNACIÓN DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		ÁREA NOMINAL		PESO UNITARIO		DIÁMETRO MÁXIMO CON ROSCA		ESFUERZO DE FLUENCIA		MÁXIMA CARGA AXIAL	
SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	in	mm	in ²	mm ²	Lb/ft	Kg/m	in	mm	Ksi	MPa	kips	KN
6	19	0.750	19.1	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	414	26.4	118.0
										75	517	33.0	147.0
7	22	0.875	22.2	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	414	36.0	160.0
										75	517	45.0	200.0
8	25	1.000	25.4	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	414	47.4	211.0
										75	517	59.3	264.0
9	29	1.128	28.7	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32.0	60	414	60.0	267.0
										75	517	75.0	334.0
10	32	1.270	32.3	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	414	76.2	339.0
										75	517	95.3	424.0
11	36	1.410	35.8	1.56	1006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	414	93.6	417.0
										75	517	117.0	520.0
14	43	1.693	43.0	2.25	1452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	414	135.0	601.0
										75	517	168.8	751.0

Nota. Características de las barras roscadas. Fuente: Figueroa et al (2011).

En cuanto, a la resistencia ultima de la adherencia del suelo (Q_e), es necesario saber el esfuerzo último del terreno. Para nuestro caso el suelo de tipo limo arenoso, por ende, se tomó un valor intermedio de $62.5 \frac{kN}{m^2}$.

Tabla 26

Esfuerzo último de los Nails.

MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE SUELO	ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO DE ADHERENCIA KN/m ² (PSI)
Agujero abierto	Limo no plástico	20 - 30 (3.0 - 4.5)
	Arena de densidad media y arena limosa/limo arenoso	50 - 75 (7.0 - 11.0)
	Arena limosa densa y grava	80 - 100 (11.5 - 14.5)
	Arena limosa muy densa y grava	120 - 240 (17.5 - 34.5)
	Loess	25 - 75 (3.5 - 11)

Nota. Rango de valores para el esfuerzo unitario último de adherencia. Fuente: Figueroa et al (2011).

La perforación para el Nail, según las recomendaciones asumiremos de 100 mm.

$$Q_e = \text{Esfuerzo}_{\text{unitarios}_{\text{ultimos}}} * \pi * D_a \quad (19)$$

$$Q_e = 19.635 \frac{kN}{m}$$

Luego se determinó la resistencia adimensional del suelo tomando en cuenta un factor de resistencia $\phi_Q = 0.80$ Figura 44, para el diseño sísmico.

$$Q_D = \frac{Q_D * Q_e}{\Gamma_w * \gamma * S_H * S_V} \quad (20)$$

$$Q_D = 0.287$$

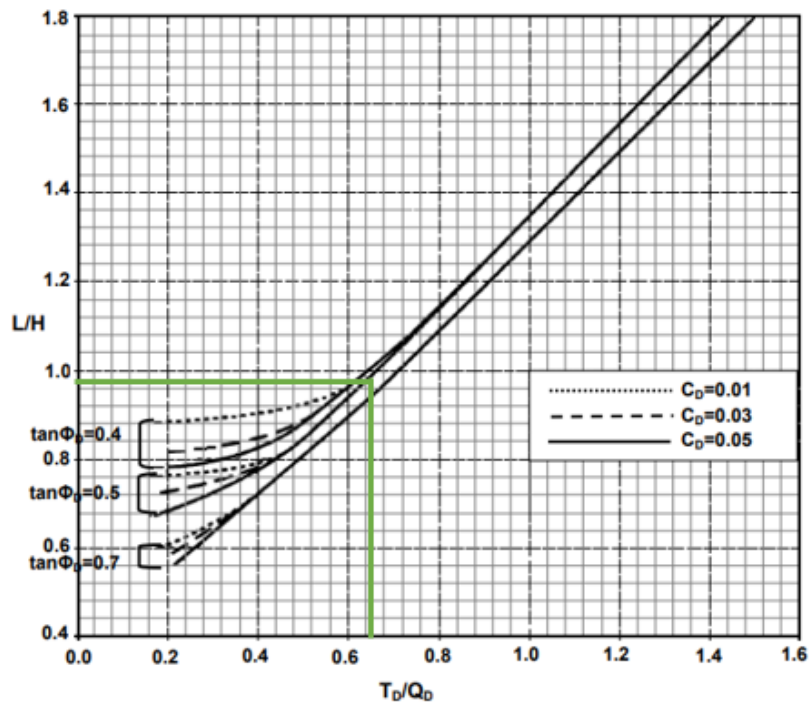
Por otra parte, es necesario establecer la relación L/H así que nos ayudaremos de la Figura 48. La silueta corresponde para un $\beta = 0^\circ$ y $\theta = 4^\circ$; es necesario ingresar la correlación $\frac{T_D}{Q_D}$ y con $C_D = 0.047$.

$$\frac{T_D}{Q_D} = 0.64$$

Para una relación de 0.64 se tiene un $\frac{L}{H} = 0.968$; dando como resultado una longitud de clavos de 10.20 m aproximadamente.

Figura 34

Esquema para $\beta = 0^\circ$ y $\theta = 4^\circ$.



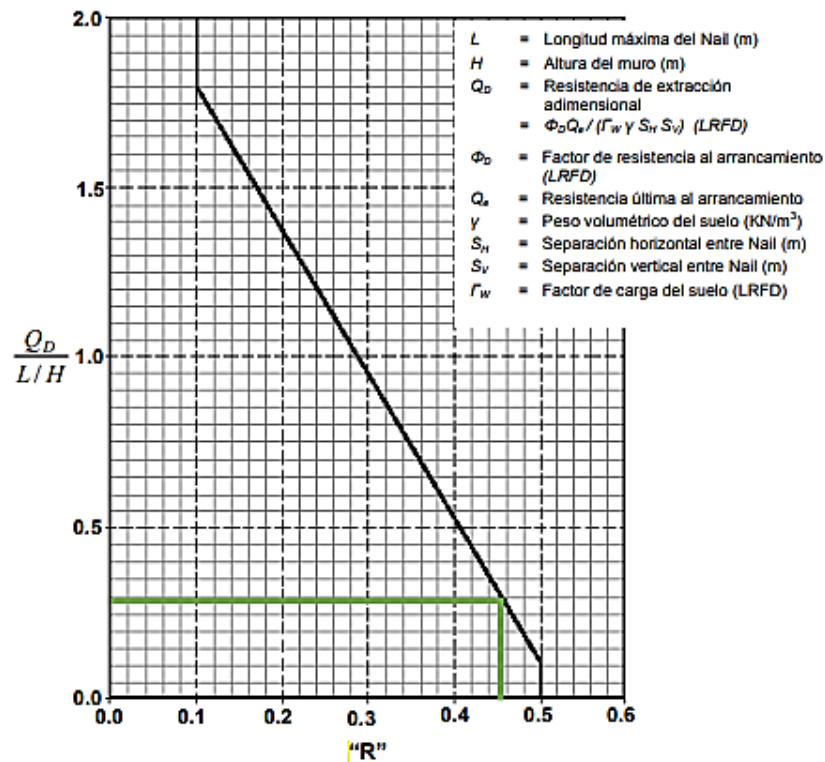
Nota. Curvas de cohesión. Fuente: Figueroa et al (2011).

Después, necesité reducir la longitud del Nail superior (L), debido a que, en la parte inferior se necesitará de menor distancia.

La relación que se ingresará para esta ocasión es $\frac{Q_D}{L} = 0.292$ por lo tanto se tendrá un R de 0.45.

Figura 35

Reducción de la longitud del Nail.



Nota. Grafica de disminución del Nail. Fuente: Figueroa et al (2011).

Una vez obtenido R se procedió a calcular la longitud de cada clavo ubicado en la parte media-inferior del muro. De esta manera, se estableció una altura de inferior a los 5.25 m.

Para $h = 4.5$ m, se obtuvo un factor de reducción (r_1).

$$r_1 = \frac{h}{H} * (1 - R) + R \quad (21)$$

$$r_1 = 0.921$$

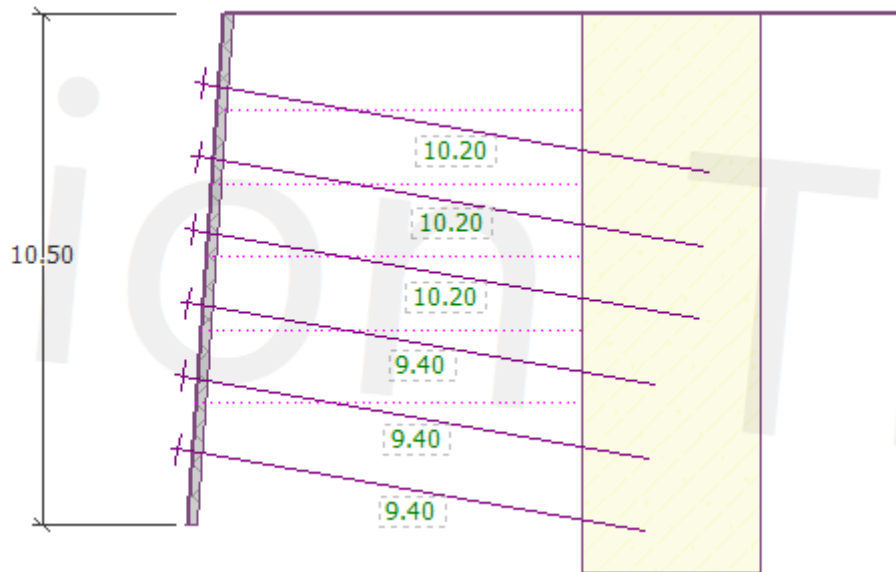
$$r_1 * L = 9.365 \text{ m}$$

De tal forma que al multiplicar el factor con la longitud nos queda un $L = 9.40$ m aproximadamente.

La distribución de los clavos se estableció de siguiente forma:

Figura 36

Longitud de los Clavos.



Nota. Distribución de la mitad inferior y superior del muro. Elaborado por: El autor.

De acuerdo al análisis desarrollado se recomienda utilizar clavos con un diámetro de 19 mm dispuestos por tres filas superiores e inferiores con longitudes de 10.20 m y 9.40 m respectivamente. La perforación debe tener un diámetro de 10 cm aplicando un grout de 21 MPa a gravedad.

8.3.2 Análisis de la pantalla del muro.

La pantalla que se desarrollará será de forma permanente por eso es necesario tomar en cuenta el tipo de material y dimensiones dispuestas.

Se iniciará asumiendo una pantalla de 18 cm de espesor con varillas corrugadas de diámetro 12 mm, distribuidas a lo largo y ancho a 30 cm de centro a centro. El concreto

tiene una resistencia a la compresión de 21 MPa y de igual forma para el acero una fluencia de 414 MPa.

El área de la barra será de 113.10 mm^2 con la misma separación de clavos. El área de acero positivo será igual al negativo, debido a que, su distribución es uniforme.

$$A_{s_pos} = \frac{A_V * S_H}{S} \quad (22)$$

$$A_{s_neg} = A_{s_pos} = 565.5 \text{ mm}^2$$

Para el acero mínimo se tiene:

$$\rho_{min} = \frac{0.20 * \sqrt{f'_c * \frac{1}{\text{MPa}} * \text{MPa}}}{f_y} \quad (23)$$

$$\rho_{min} = 0.0022$$

$$d_e = \frac{\text{Espes_pant}}{2}$$

$$d_e = 0.09 \text{ m}$$

$$A_{s_min} = \rho_{min} * S_H * d_e \quad (24)$$

$$A_{s_min} = 299.091 \text{ mm}^2$$

Donde, se comprobó las siguientes condiciones:

$$A_{s_min} < A_{s_pos} = 1 \text{ ok}$$

$$A_{s_min} < A_{s_neg} = 1 \text{ ok}$$

Ratifica la utilización de la barra de 12 mm.

Posteriormente se calculó los momentos resistentes positivo y negativo con una separación de Nail de 1.50 m y un peralte efectivo ($d_e = 9$ cm).

$$M_{pos} = \frac{A_{s_pos} * f_y}{S_H} * \left(d_e - \frac{A_{s_pos} * f_y}{1.7 * f'_c * S_H} \right) \quad (25)$$

$$M_{pos} = 13.355 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{neg} = \frac{A_{s_neg} * f_y}{S_H} * \left(d_e - \frac{A_{s_neg} * f_y}{1.7 * f'_c * S_H} \right) \quad (26)$$

$$M_{neg} = 13.355 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Después de haber obtenido los momentos se determinó la resistencia nominal a flexión del Nail; para eso fue necesario generar el valor de coeficiente (C_f). Como la pantalla que se va a diseñar es permanente y con un espesor de 18 cm se escogió un valor de 1.00.

Tabla 27

Factores de presión.

ESPEJOR NOMINAL DE LA PANTALLA (mm)	PANTALLA TEMPORAL	PANTALLA PERMANENTE
	FACTOR C_f	FACTOR C_f
100	2.0	1.0
120	1.7	1.0
150	1.5	1.0
200	1.0	1.0

Nota. Coeficientes para flexión (C_f) según el tipo y espesor de la pantalla. Fuente: Figueroa et al (2011).

$$T_{FNf} = C_f * (M_{neg} + M_{pos}) * \left(\frac{8 * S_H}{S_V} \right) \quad (27)$$

$$T_{FNf} = 213.68 \text{ kN}$$

Para calcular la resistencia nominal se multiplicó por un factor de reducción de $\phi_f = 0.9$.

$$T_{Ff} = \phi_f * T_{FNf} \quad (28)$$

$$T_{Ff} = 192.312 \text{ kN}$$

8.3.2.1 Verificación por punzonamiento. En cuanto a la verificación por punzonamiento en la pantalla fue necesario asumir un tipo de pernos.

Tabla 28

Propiedades de los pernos.

Tamaño de perno (in)	Longitud nominal (L_{pe})		Diámetro de cabeza (D_{cpe})		Diámetro del eje (D_{epe})		Espesor de la cabeza (t_{cpe})	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in
1/4 x 4 1/8	105	4.125	12.7	0.5	6.4	0.25	4.7	0.19
3/8 x 4 1/8	105	4.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28
3/8 x 6 1/8	156	6.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28
1/2 x 4 1/8	105	4.125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
1/2 x 5 5/16	135	5.3125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
1/2 x 6 1/8	156	6.125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
5/8 x 6 9/16	162	7.875	31.8	1.3	15.9	0.625	7.9	0.31
3/4 x 3 11/16	89	15.5	31.8	1.3	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 4 3/16	106	4.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 5 3/16	132	5.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 6 3/16	157	6.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
7/8 x 4 3/16	102	4.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38
7/8 x 5 3/16	127	5.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38
7/8 x 6 3/16	152	6.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38

Nota. Tipo de pernos de acero. Fuente: Figueroa et al (2011).

El tipo de perno que se escogió según la Figura 52 fue la primera opción 1/4 x 4 1/8 con las siguientes características:

Tabla 29*Propiedades del perno asumido.*

Propiedades del perno ¼ x 4 1/8 (in)	
Longitud nominal (L_{pe})	105 mm
Diámetro de cabeza (D_{cpe})	12.7 mm
Diámetro del eje (D_{epe})	6.4 mm
Espesor de la cabeza (t_{cpe})	4.7 mm

Nota. Características del perno. Elaborado por: El autor.

Luego de haber asumido el perno con el que se trabajó es necesario revisar algunas recomendaciones, con el fin de, no excederse en los esfuerzos de compresión.

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} * D_{cpe}^2 \quad (30)$$

$$A_{cpe} = 123.677 \text{ mm}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} * D_{epe}^2$$

$$A_{epe} = 32.17 \text{ mm}^2$$

$$A_{cpe} \geq 2.5 * A_{epe} = 1 \text{ ok}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5 * (D_{cpe} - D_{epe}) = 1 \text{ ok}$$

Cumpliendo con las condiciones se procede a encontrar el diámetro efectivo de punzonamiento. Para un espesor de placa de 2.5 cm y una separación de pernos de centro a centro de 12.5 cm se tiene:

$$t_p = 2.5 \text{ cm}$$

$$h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p \quad (31)$$

$$h_c = 0.125 \text{ m}$$

$$S_{pe} = 12.5 \text{ cm}$$

$$S_{pe} + h_c = 250.3 \text{ mm}$$

$$2 * h_c = 250.6 \text{ mm}$$

$$D'_c = \min (S_{pe} + h_c , 2 * h_c)$$

$$D'_c = 250.3 \text{ mm}$$

La resistencia nominal interna al cortante se encuentra en función del diámetro efectivo; representado por la siguiente ecuación:

$$V_N = 330 * \sqrt{f'_c} * \pi * D'_c * h_c \quad (32)$$

$$V_N = 149 \text{ kN}$$

El factor C_p se consideró con un valor de 1.00, es decir, no participa en la resistencia del punzonamiento quedando de la siguiente manera:

$$T_{FNS} = C_p * V_N \quad (33)$$

$$T_{FNS} = 149 \text{ kN}$$

En cuanto a la resistencia de diseño se toma un valor de 0.9 para ϕ_s .

$$T_{FS} = \phi_s * T_{FNS} \quad (34)$$

$$T_{FS} = 134.1 \text{ kN}$$

Para determinar la resistencia nominal en la cabeza del Nail, se asumió 4 pernos con una resistencia a la fluencia de 414 MPa.

$$T_{Fnt} = N_{pe} * A_{epe} * f_y \quad (35)$$

$$T_{Fnt} = 53.233 \text{ kN}$$

En cambio para la resistencia de diseño se utilizó un factor de reducción de $\phi_t = 0.67$.

$$T_{Ft} = \phi_t * T_{Fnt} \quad (36)$$

$$T_{Fnt} = 35.666 \text{ kN}$$

En la siguiente tabla se presenta un resumen general de los datos que se consiguieron.

Tabla 30

Modos de falla en la pantalla.

Modo de falla	Resistencia nominal en la cabeza del Nail (kN)	Resistencia de diseño en la cabeza del Nail (kN)
Flexión	213.680	192.312
Punzonamiento	149.00	134.10
Tensión en pernos	53.233	35.666

Nota. Resumen de los resultados obtenidos en la pantalla permanente. Elaborado por: El autor.

Los resultados constituyeron una resistencia mínima de diseño en la cabeza de los clavos de 35.666 kN.

8.3.2.2 Verificación de la carga mínima del Nail. Para continuar con la verificación es necesario tener en cuenta las propiedades del suelo, además, se trabajara con un ángulo de fricción entre el suelo y el muro de $\delta = \frac{\phi}{2}$.

Por consiguiente se calculará el coeficiente activo de presión de tierras aplicando la teoría de Coulomb

$$K_A = \frac{(\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 * \cos(\theta + \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (37)$$

$$K_A = 0.375$$

De esta manera se consiguió la carga de servicio desarrollada por la cabeza del clavo. Así también, se asumió un factor $F_F = 0.50$.

$$T_{min} = F_F * K_A * \gamma * H * S_H * S_V \quad (38)$$

$$T_{min} = 79.768 \text{ kN}$$

Por otro lado se necesita mayorizar la carga para finalmente realizar una comparación.

$$\Gamma_{EH} = 1.50$$

$$\Gamma_{EH} * T_{min} = 119.652 \text{ kN}$$

$$T_F > \Gamma_{EH} * T_{min} = 0 \text{ No cumple}$$

Como se puede observar esta recomendación no cumple, por tal razón, se debe realizar una nueva verificación cambiando las propiedades de los pernos.

Las condiciones anteriormente asumidas no han dado buenos resultados por eso fue necesario cambiar las propiedades del perno por uno más grande. Esta vez se escogió el perno (7/8 x 5 3/16) in.

Tabla 31

Propiedades del perno asumido.

/Propiedades del perno 7/8 x 5 3/16 (in)	
Longitud nominal (L_{pe})	127 mm
Diámetro de cabeza (D_{cpe})	34.9 mm
Diámetro del eje (D_{epe})	22.2 mm
Espesor de la cabeza (t_{cpe})	9.5 mm

Nota. Características del perno. Elaborado por: El autor.

Así mismo, se calculó la condición inicial mediante:

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} * D_{cpe}^2 \quad (30)$$

$$A_{cpe} = 956.623 \text{ mm}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} * D_{epe}^2$$

$$A_{epe} = 387.076 \text{ mm}^2$$

$$A_{cpe} \geq 2.5 * A_{epe} = 1 \quad ok$$

$$t_{cpe} \geq 0.5 * (D_{cpe} - D_{epe}) = 1 \quad ok$$

Las condiciones planteadas cumplen, motivo por el cual, se procedió y se determinó el diámetro efectivo del cono.

$$t_p = 2.5 \text{ cm}$$

$$h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p \quad (31)$$

$$h_c = 0.143 \text{ m}$$

$$S_{pe} = 12.5 \text{ cm}$$

$$S_{pe} + h_c = 267.5 \text{ mm}$$

$$2 * h_c = 285 \text{ mm}$$

$$D'_c = \min (S_{pe} + h_c, 2 * h_c)$$

$$D'_c = 267.5 \text{ mm}$$

Para el diámetro efectivo fue necesario trabajar con el menor valor de las dos condicionantes.

Ahora se determinó la resistencia nominal interna del cortante:

$$V_N = 330 * \sqrt{f'_c} * \pi * D'_c * h_c \quad (32)$$

$$V_N = 181.097 \text{ kN}$$

Para la resistencia nominal al cortante por punzonamiento es:

$$C_p = 1.0$$

$$T_{FNS} = C_p * V_N \quad (39)$$

$$T_{FNS} = 181.097 \text{ kN}$$

$$\phi_s = 0.90$$

$$T_{FS} = \phi_s * T_{FNS}$$

$$T_{FS} = 162.988 \text{ kN}$$

En cuanto a la resistencia nominal a tensión en la cabeza del Nail se asumió la misma cantidad de pernos y la misma distribución.

$$N_{pe} = 4$$

$$T_{FNT} = N_{pe} * A_{epe} * f_y \quad (35)$$

$$T_{FNT} = 640.51 \text{ kN}$$

$$\phi_t = 0.67$$

$$T_{Ft} = \phi_t * T_{FNT} \quad (36)$$

$$T_{FNT} = 429.142 \text{ kN}$$

Tabla 32

Modos de falla en la pantalla perno más grande.

Modo de falla	Resistencia nominal en la cabeza del Nail (kN)	Resistencia de diseño en la cabeza del Nail (kN)
Flexión	213.680	192.312
Punzonamiento	181.097	162.988
Tensión en pernos	640.51	429.142

Nota. Resumen de los resultados obtenidos en la pantalla permanente. Elaborado por: El autor.

Luego se verificó la resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail

$$T_F = \min (T_{FNf}, T_{Ff}, V_N, T_{Fs}, T_{FNt}, T_{Ft})$$

$$T_F = 162.988 \text{ kN}$$

$$T_F > \Gamma_{EH} * T_{min} = 1 \text{ ok}$$

Como se puede observar ahora si cumple con todas las condiciones.

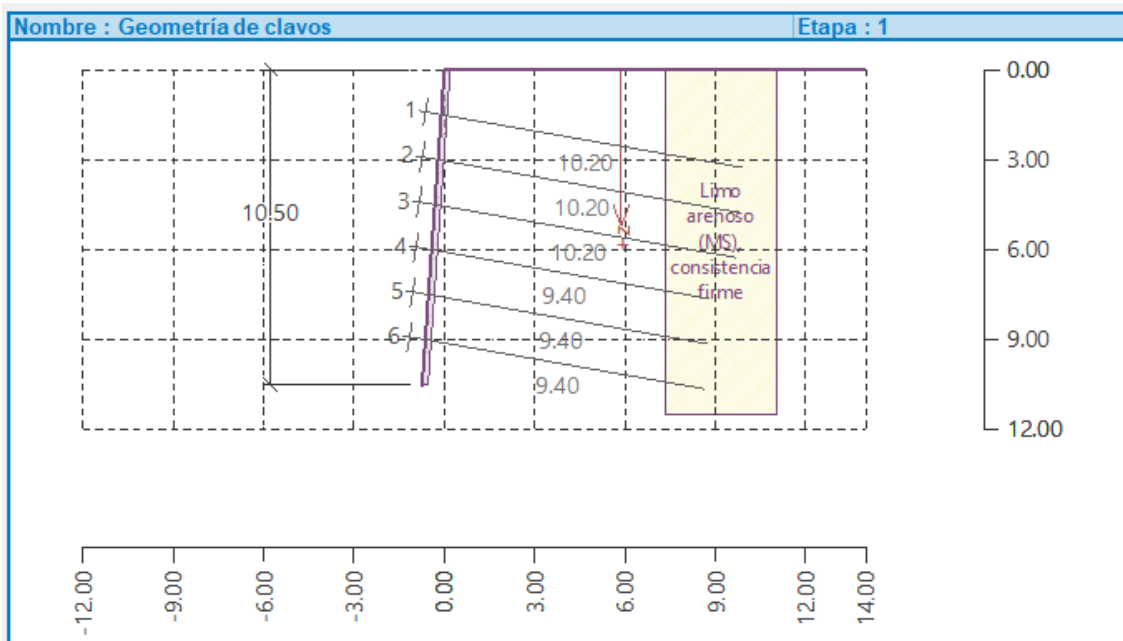
Una vez calculado y verificado todas las condiciones se ingresaron los resultados al programa para poder modelar y saber si son o no factibles.

Como se verificó anteriormente el talud presenta inestabilidad ahora veremos cómo cambia con la disposición del sistema claveteado.

Lo primero que se realizó es ingresar las propiedades de los Nail quedando de la siguiente forma:

Figura 37

Distribución de los Nails.



Nota. Distribución de clavos de la mitad inferior y superior del muro. Elaborado por: El autor.

En el anexo N° 6, se puede observar las propiedades y distribución que cuentan los Nails.

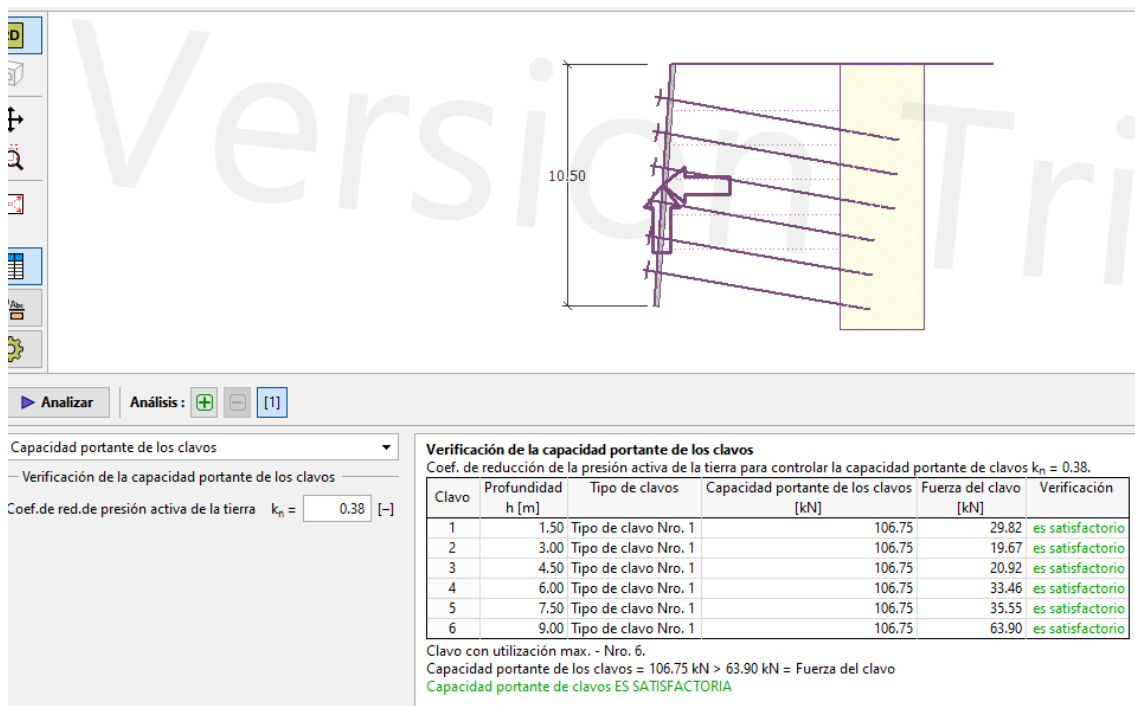
Por último se analizará las verificaciones que cuenta el programa:

8.3.3 Verificación de la capacidad portante de los clavos.

Para poder iniciar con la verificación es necesario tener en cuenta el coeficiente de presión activa K_A . Para nuestro caso es de 0.375.

Figura 38

Verificación de la capacidad portante de los clavos.



Nota. Verificación mediante la presión activa. Elaborado por: El autor.

La carga máxima que soporta el clavo número 6, con estas condiciones es de 63.90 kN. Como se ha diseñado con un factor de seguridad la carga máxima que puede soportar en realidad es de 106.75. Esta carga es mucho mayor que la que puede presentar el talud y por ende es satisfactoria.

Figura 39

Verificación de la capacidad portante en los Nails.

Verificación de la capacidad portante de los clavos
 Coef. de reducción de la presión activa de la tierra para controlar la capacidad portante de clavos $k_n = 0.38$.

Clavo	Profundidad h [m]	Tipo de clavos	Capacidad portante de los clavos [kN]	Fuerza del clavo [kN]	Verificación
1	1.50	Tipo de clavo Nro. 1	106.75	29.82	es satisfactorio
2	3.00	Tipo de clavo Nro. 1	106.75	19.67	es satisfactorio
3	4.50	Tipo de clavo Nro. 1	106.75	20.92	es satisfactorio
4	6.00	Tipo de clavo Nro. 1	106.75	33.46	es satisfactorio
5	7.50	Tipo de clavo Nro. 1	106.75	35.55	es satisfactorio
6	9.00	Tipo de clavo Nro. 1	106.75	63.90	es satisfactorio

Clavo con utilización max. - Nro. 6.
 Capacidad portante de los clavos = 106.75 kN > 63.90 kN = Fuerza del clavo
 Capacidad portante de clavos ES SATISFACTORIA

Nota. Resultados de la capacidad portante de los clavos. Elaborado por: El autor.

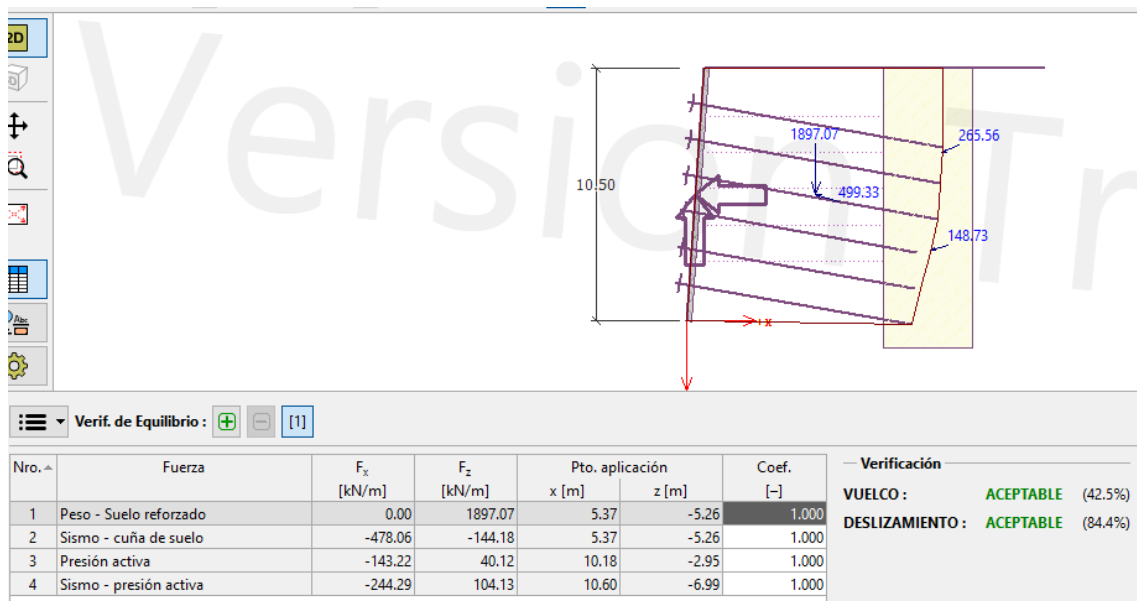
8.3.4 Verificación de equilibrio.

Para la verificación de equilibrio se puede demostrar con dos tipos de análisis tanto para el vuelco y deslizamiento.

Los resultados arrojados por el programa demuestran que se tiene una mejor aceptabilidad para el deslizamiento con un 84.4%, mientras que, para el vuelco se tiene el 42.5%

Figura 40

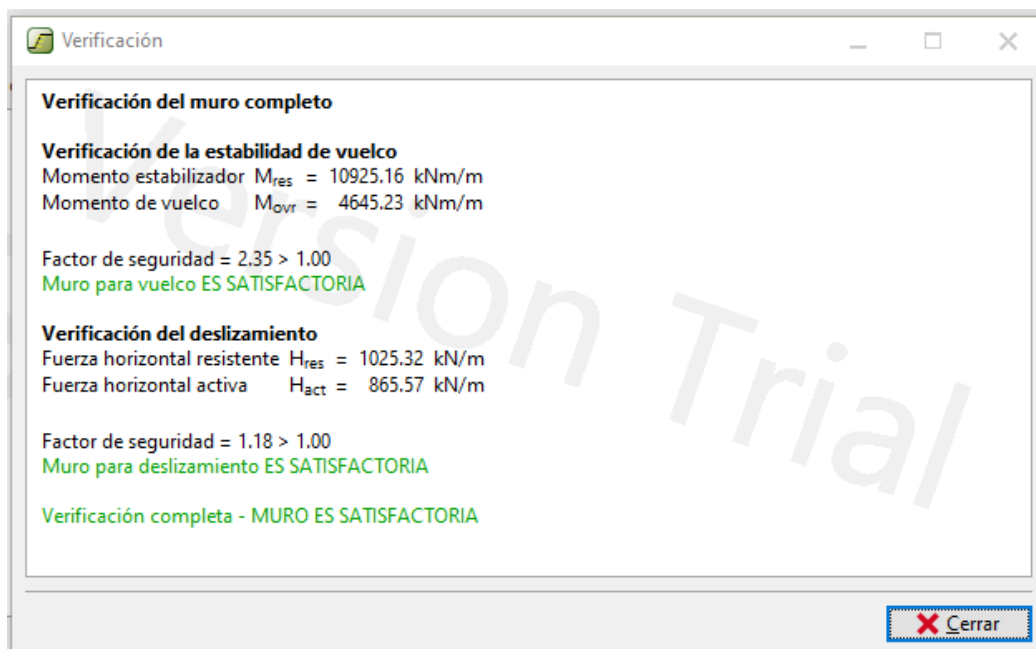
Verificación de equilibrio.



Nota. Resultados de verificación para el vuelco y deslizamiento. Elaborado por: El autor.

Figura 41

Resultados obtenidos del programa.



Nota. Factores de seguridad aceptables. Elaborado por: El autor.

En cuanto a los factores de seguridad se encuentran cumpliendo para los dos casos. El FS para el vuelco es de 2.35 generando una estabilidad permisible ya que es mayor a 1.

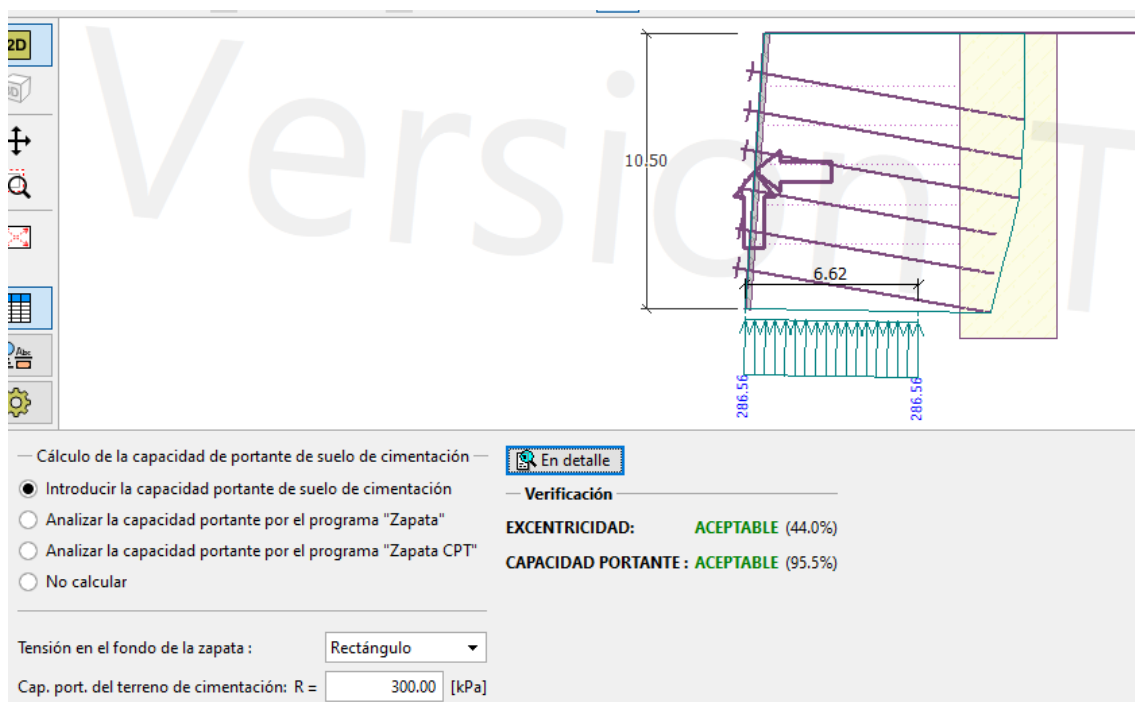
Por otro lado, el FS para el deslizamiento cumple satisfactoriamente con un valor de 1.18. Este valor puede mal interpretarse ya que se encuentra cercano a uno; pero, no es así, recordemos que el programa realiza un análisis aplicando el MEF en busca de la falla más crítica. Por eso el la aceptabilidad del programa lo interpreta como mayor al 40%, siendo este, un número muy bueno.

8.3.5 Verificación por capacidad portante.

Para este análisis se toma en cuenta la excentricidad y la capacidad portante de la cimentación los resultados son aceptables en un 44 y 95.5 por ciento respectivamente.

Figura 42

Verificación de la capacidad portante.



Nota. Resultados de verificación para la capacidad portante. Elaborado por: El autor.

Figura 43

Resultados obtenidos del programa.

Verif. de Cap. portante

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	2601.44	1897.14	865.57	0.146	286.56

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	2601.44	1897.14	865.57

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación
Tensión en el fondo de la zapata : Rectángulo

Verificación de excentricidad
Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.146$
Máxima excentricidad permitida $e_{alw} = 0.333$
Excentricidad de la fuerza normal **ES SATISFACTORIA**

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
Máx. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 286.56$ kPa
Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 300.00$ kPa
Factor de seguridad = 1.05 > 1.00
Capacidad portante del terreno de cimentación **ES SATISFACTORIA**

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

X Cerrar

Nota. Factores de seguridad aceptables. Elaborado por: El autor.

El FS para la capacidad portante es de 1.05 cumpliendo con las respectivas condiciones de estabilidad. Por consiguiente, hay que tener cuidado cuando se va a trabajar con algún tipo de cimentación ya que el esfuerzo máximo que transmitirá será de 286.56 kPa.

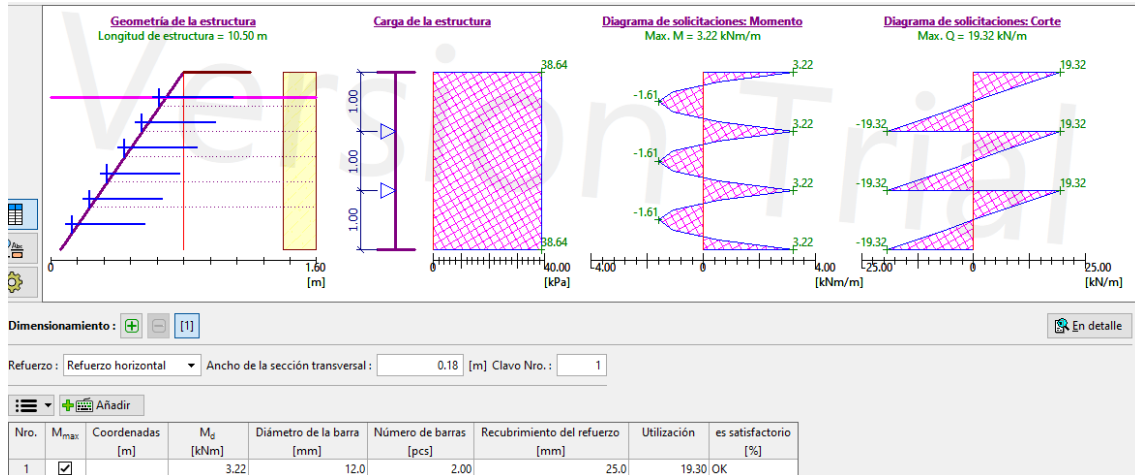
7.3.6. Verificación por dimensionamiento.

La verificación por dimensionamiento se trata del refuerzo transversal que se puede emplear en el diseño de la pantalla. El programa acepta dos tipos de entrada como un estudio preliminar temporal o permanente.

En el caso de nosotros se diseñó una pantalla de uso permanente con un diámetro de 12 mm con una separación vertical y horizontal de 30 cm.

Figura 44

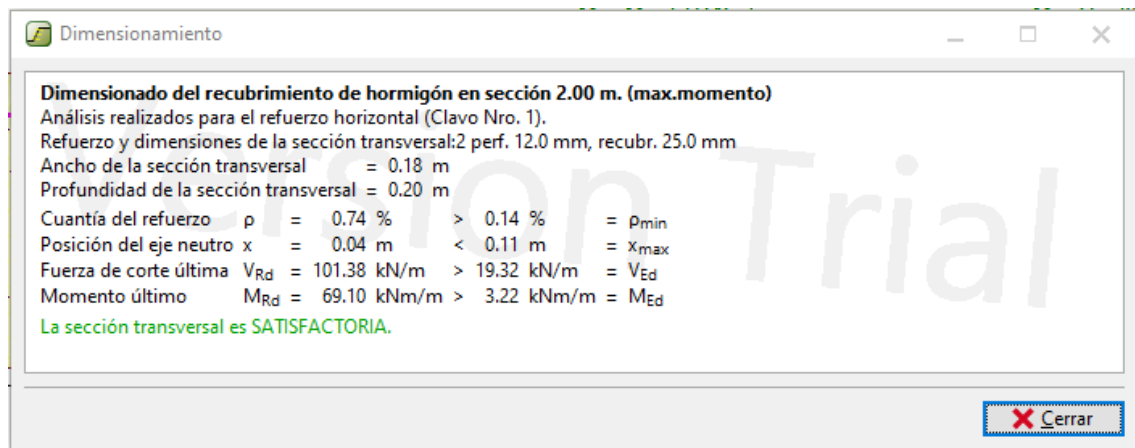
Verificación por dimensionamiento.



Nota. Resultados de verificación para la capacidad portante. Elaborado por: El autor.

Figura 45

Resultados obtenidos del programa.



Nota. Factores de seguridad aceptables. Elaborado por: El autor.

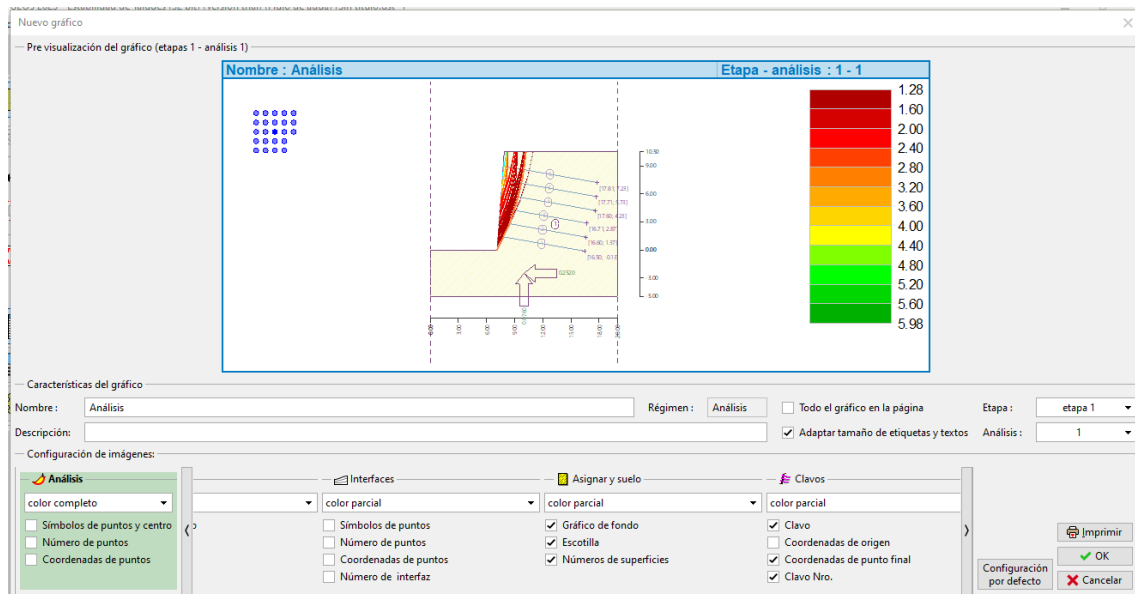
Se puede observar en las figuras anteriores que la barra asumida cumple con lo especificado en cada caso.

7.3.6. Factor de seguridad global.

Para estabilidad global se presenta un FS de 1.26 interpretándose como un muro de retención estable. Para la presente se trabajó con un análisis sísmico de aquí los valores permisibles.

Figura 46

Factor de seguridad global.



Nota. Factores de seguridad aceptables. Elaborado por: El autor.

En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos por el programa, en donde, cuplé con cada uno de las falla circulares propuestas. De aquí se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 1.98 y un máximo de 5.98; si realizamos un promedio entre los extremos nos daría un FS de 2.02, mismo que supera en gran medida la condición de estabilidad.

Inicialmente se dispuso trabajar con un FS = 1.7, por el peligro que presentaba el talud en ese lugar. Ahora con este factor queda netamente comprobado su estabilidad.

Figura 47

Resultados de cada círculo de falla.

Resultados detallados

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)
 Suma de fuerzas activas : $F_a = 271.85$ kN/m
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 341.58$ kN/m
 Momento de deslizamiento : $M_a = 7310.12$ kNm/m
 Momento estabilizador : $M_p = 9185.16$ kNm/m
 Factor de seguridad = $1.26 > 1.00$
Estabilidad del talud ACEPTABLE

Capacidad portante del clavo
 Clavo Capacidad portante [kN/m]
 1 79.02
 2 79.02
 3 79.02
 4 79.02
 5 79.02
 6 0.00

Búsqueda de cuadrícula de superficie de deslizamiento (Bishop)

Nro.	Centro		Radio R [m]	FS	Verificación
	x [m]	z [m]			
1	-18.59	10.66	26.89	2.61	ACEPTABLE
2	-18.59	11.66	26.89	2.87	ACEPTABLE
3	-18.59	11.66	27.89	1.59	ACEPTABLE
4	-18.59	12.66	26.89	3.86	ACEPTABLE
5	-18.59	12.66	27.89	1.76	ACEPTABLE
6	-18.59	13.66	26.89	5.98	ACEPTABLE
7	-18.59	13.66	27.89	1.99	ACEPTABLE
8	-18.59	13.66	28.89	1.44	ACEPTABLE
9	-18.59	14.66	27.89	2.18	ACEPTABLE
10	-18.59	14.66	28.89	1.51	ACEPTABLE
11	-17.59	10.66	25.89	2.68	ACEPTABLE
12	-17.59	11.66	25.89	2.95	ACEPTABLE
13	-17.59	11.66	26.89	1.64	ACEPTABLE
14	-17.59	12.66	25.89	4.00	ACEPTABLE
15	-17.59	12.66	26.89	1.82	ACEPTABLE
16	-17.59	13.66	26.89	2.06	ACEPTABLE
17	-17.59	13.66	27.89	1.48	ACEPTABLE
18	-17.59	14.66	26.89	2.27	ACEPTABLE
19	-17.59	14.66	27.89	1.56	ACEPTABLE
20	-16.59	10.66	24.89	2.75	ACEPTABLE

Cerrar

Nota. Factores de seguridad aceptables. Elaborado por: El autor.

A continuación se dará a conocer un resumen general de cada uno de los elementos que forman parte del sistema claveteado, los cuales, han sido trabajados manualmente y modelados en el programa.

Tabla 33

Datos generales para la pantalla.

elemento	Descripción		
General	Espesor (t_F)	18 cm	
	Tipo de concreto	concreto lanzado	
	Resistencia a la compresión (f'_c)	21MPa	
Aero de refuerzo	Tipo de refuerzo	varillas corrugadas	
	Esfuerzo de fluencia (f_y)	grado 60	
	Denominación	Ø12mm@300mm	
Sistema de pernos	Dimensiones	Tamaño del perno	¼ x 4 1/8 in
		Longitud nominal	105 mm
		Diámetro cabeza (D_{cpe})	12.7mm
		Espesor de la cabeza (t_{cpe})	4.7 mm
		Diámetro del eje (D_{epe})	6.4 mm
		Separación de los pernos	12.5 cm

Nota. Resumen general para la pantalla permanente. Elaborado por: El autor.

CONCLUSIONES

La implementación de un sistema de estabilización de un talud del Barrio “Espejo” de la Parroquia Chillogallo, Cantón Quito, Provincia de Pichincha es necesaria, de acuerdo, a los ensayos que se realizaron y los problemas que se han presentado en el transcurso del tiempo.

En este proyecto se diseñó un sistema de estabilización claveteado, mediante la modelación en GEO5; aplicando especificaciones técnicas, normas, NEC 2015 y ACI 318-19. El mismo garantizó la seguridad y bienestar de los residentes del área.

Se realizó ensayos in-situ y laboratorio, aplicando normativas específicas para dichos trabajos, de tal forma que, se obtuvo las propiedades mecánicas del suelo del área mediante un análisis detallado y preciso; ratificando la intervención del sistema de estabilización en el proyecto.

Se modeló el sistema de estabilización mediante el software Geo5 para observar el comportamiento del muro claveteado mediante un análisis sísmico, el cual generó un factor de seguridad promedio de 2.02, garantizando así la estabilidad y seguridad.

En el proyecto se empleó criterios acertados del sistema estructural, a través de, los resultados arrojados por el software Geo5; en donde, se establecieron varias opciones, siendo el muro claveteado la mejor alternativa de diseño responsable, que considera aspectos financieros y técnicos al mismo tiempo.

En el proyecto se determinó dos alternativas de solución, siendo estos los muros de retención anclados y claveteados; estos muros son tres veces más costosos respectivamente. Sin embargo, son muy eficientes demostrando seguridad y confiabilidad para grandes alturas.

RECOMENDACIONES

Dado que los ensayos evidencian la presencia de riesgos y la posibilidad de deslizamientos o colapsos en el talud. Se deberá, llevar a cabo un plan de acción claro y establecer un cronograma realista para la intervención de manera efectiva.

Aplicar las especificaciones técnicas, normas, NEC 2015 y ACI 318-19; para garantizar un sistema de estabilización óptimo demostrando seguridad y el bienestar de los residentes del área.

Es necesario realizar un estudio del suelo mediante ensayos in situ y laboratorio, de tal forma que, se tenga datos específicos que respalden la aplicación del sistema de estabilización.

En cuanto al modelamiento del sistema de retención, es vital realizar un análisis sísmico de, tal forma que, se tome en cuenta consideraciones pegadas a la realidad, disminuyendo el peligro.

Emplear la construcción de un muro claveteado el cual es mucho más económico, inclusive necesita de menor tiempo de ejecución y está debidamente comprobado que absorbe en gran medida los sismo sin ningún tipo de afectación.

Se requiere contar con un equipo de profesionales capacitados para el diseño, construcción, monitoreo y mantenimiento del sistema de estabilización de, tal forma que, garantice la eficacia de la solución y la seguridad de la comunidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

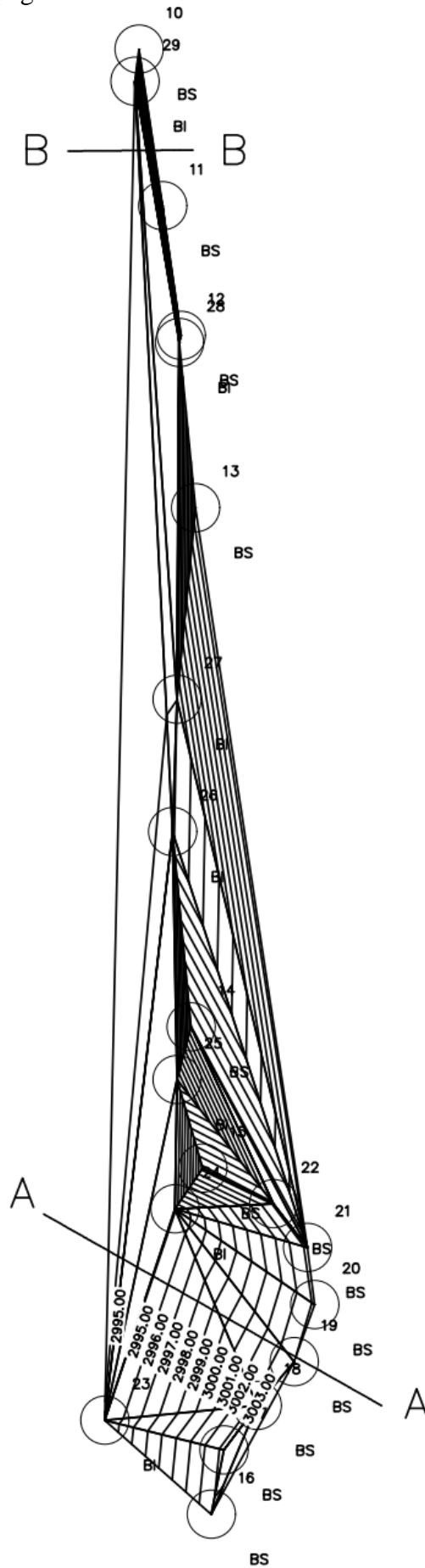
- Brown, J. Mc Cormac y Russell H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Alfaomega Grupo Editor.
- GEO5 PERÚ. (2019). *Características principales de GEO5*.
<https://geo5peru.pe/software-geotecnico/caracteristicas/#facil>
- Lazarte, C.; Robinson, H.;PE; Gómez, J.; Baxter, A.;PE, PG; Cadden, A. y Berg, R. (2015). *Soil Nail Walls Reference Manual*. Washington, DC 20590: National Highway Institute.
- Centro de Escritura Javeriano. (2020). *Normas APA, séptima edición*. Pontificia Universidad Javeriana, seccional Cali. <https://www2.javerianacali.edu.co/centro-escritura/recursos/manual-de-normas-apa-septima-edicion#gsc.tab=0%C2%A>
- Cervera, R. C. (2014). *Métodos y técnicas de investigación internacional*. Universidad Complutense de Madrid.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning Editores.
- Díaz, J. S. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Publicaciones UIS.
- García, I. J. (2015). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Macro EIRL.
- Guillermo Figueroa, F. R. (2011). *Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación resiente en el Salvador [Tesis de ingeniería, Universidad de el Salvador]*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/448/1/10136814.pdf>
- Sánchez, H.; Reyes, C. y Mejía, K. (2018). *MANUAL DE TÉRMINOS EN INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA, TECNOLÓGICA Y HUMANÍSTICA*. Universidad Ricardo Palma.

- León, H. (2014). *Análisis experimental de los anclajes de un muro claveteado [Tesis de ingeniería, Escuela Politécnica Nacional]*. Repositorio institucional, Quito. Obtenido de <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8017>
- Instituto Geográfico Militar. (2012). Mapas del Ecuador. <https://www.geoportalmgm.gob.ec/portal/index.php/descargas/geoinformacion/>
- Mesias, D. E. (2018). *ESTABILIZACIÓN DE TALUDES APLICANDO EL PROGRAMA GEOTÉCNICO [Tesis de ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]*. Repositorio institucional, Quito. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/15439>
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. MIDUVI.
- Rojas, I. (2011). *ELEMENTOS PARA EL DISEÑO DE TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN: UNA PROPUESTA DE DEFINICIONES Y PROCEDIMIENTOS EN LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA*. Tiempo de Educar.
- Sanhueza, C. y Rodríguez, L. (2013). *Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas*. Revista de la Construcción.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Técnicas de Remediación*. Ediciones UIS.
- Vallejos, J. C. (2017). *Diseño de propuestas constructivas Soil Nailing para estabilidad de taludes en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones del ICE [Tesis de licenciatura, Instituto Tecnológico de Costa Rica]*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/6904>

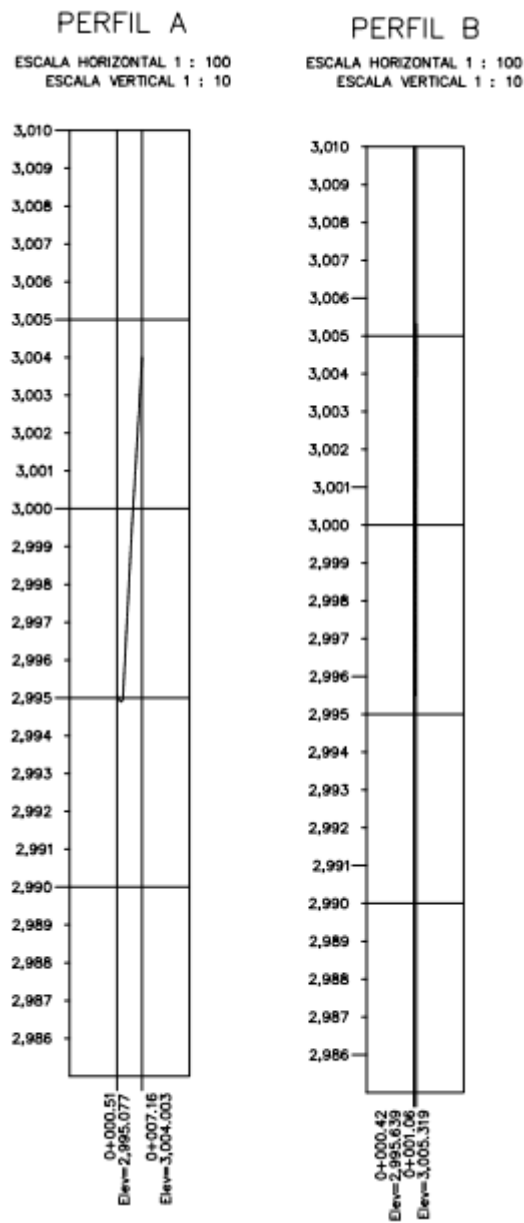
ANEXOS

Anexo 1. Levantamiento topográfico.

ESC: 2:1

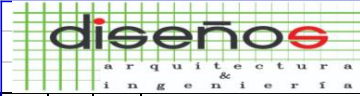







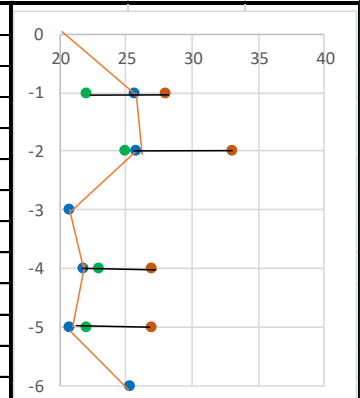
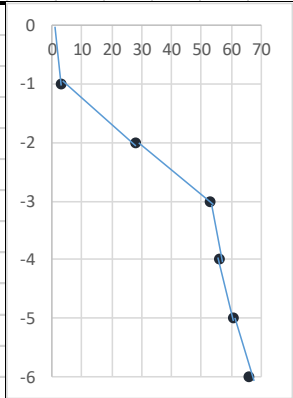
Anexo 2. Perfiles del talud.



ESC: 1:2

Anexo 3. Resultados del sondeo N°1.


		ANEXO No.	15	PROYECTO:		PERFORACION No.	P-1							
		Cota de Referencia:		UBICACION:	BARRIO ESPEJO, PARROQUIA LA ECUATORIANA.	FECHA:	jun-23							
		(Boca Perforación):	3003.70											
Prof. Capa No.	Leyenda Gráfica	Clasif. SUCS	DESCRIPCION Tipo, Color Olor, Consistencia	Cotas	Prof/N	N. Freático	Número de golpes "N"	M U E S T R A	GRANULOMETRIA	LIMITES	W%	<ul style="list-style-type: none"> ● —● HUMEDAD NATURAL ● —● LIMITE LIQUIDO ● —● LIMITE PLASTICO 		
							4	10	40	200	LL	LP	IP	
0.00				3003.70										
0.20			CAPA VEGETAL	3003.50										
1.50		CL-MS	LIMO ARCILLOSO ARENOSO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA BLANDA, COLOR NEGRUZCO.	3002.20	1,00		100	98	83	52	28	22	6	26
2.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA MUY COMPACTA, COLOR CAFÉ CLARO.	3001.20	2,00		98	94	81	55	33	25	8	26
3.50		MS	LIMO ARENOSO, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD MUY Densa, COLOR CAFÉ CLARO.	3000.20	3,00		92	92	81	53	0	0	0	21
4.50		MS	LIMO ARENOSO, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ CLARA.	2999.20	4,00		100	99	95	67	27	23	4	22
5.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA Y RAÍCES, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ CLARO.	2998.20	5,00		98	97	89	60	27	22	5	21
6.50		MS	LIMO ARENOSO, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD MUY Densa, COLOR CAFÉ CLARO.	2997.20	6,00		100	99	94	61	0	0	0	25



Anexo 4. Resultados del sondeo N°2.

diseño		ANEXO No. 16		PROYECTO:				PERFORACION No. P-2									
arquitectura & ingeniería		Cota de Referencia:		UBICACION: BARRIO ESPEJO, PARROQUIA LA ECUATORIANA.				FECHA: jun-23									
(Boca Perforación): 3004.25		3004.25															
Prof. Capa No.	Leyenda Gráfica	Clasif. SUCS	DESCRIPCION Tipo, Color Olor, Consistencia	Cotas	Prof/N	N. Freatico	Número de golpes "N"	GRANULOMETRIA				LIMITES			W%	<ul style="list-style-type: none"> ● —● HUMEDAD NATURAL ● —● LIMITE LIQUIDO ● —● LIMITE PLASTICO 	
								4	10	40	200	LL	LP	IP			
0.00				3004.25													
0.20			CAPA VEGETAL	3004.05													
1.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA, HÚMEDO DE CONSISTENCIA MEDIA, COLOR NEGRUZO.	3002.75	1,00			98	97	87	57	32	25	7	23		
2.50		MS	LIMO ARENOSO CON OLORES ORGANICOS, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA MUY COMPACTA, COLOR NEGRUZO.	3001.75	2,00			100	99	88	60	34	26	8	25		
4.50		MS	LIMO ARENOSO, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ OSCURO.	2999.75	3,00			100	98	85	56	34	26	8	26		
5.50		SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD DENSA, COLOR CAFÉ CLARO.	2998.75	4,00			100	100	87	55	28	24	4	26		
6.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD DENSA, COLOR CAFÉ CLARO.	2997.75	5,00			93	90	77	48	0	0	0	26		
7.50		MS	LIMO ARENOSO, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ CLARO.	3001.75	6,00			99	99	93	60	0	0	0	23		
8.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA Y RAÍCES, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ CLARO.	3001.75	7,00			92	92	81	53	0	0	0	21		
9.50		MS	LIMO ARENOSO, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD MUY DENSA, COLOR CAFÉ CLARO.	3001.75	8,00			99	99	95	66	27	23	4	22		
					9,00			97	96	89	60	27	22	5	21		
					10,00			100	98	94	61	0	0	0	25		

Anexo 5. Resultados del sondeo N°3.

		ANEXO No.	16	PROYECTO:		PERFORACION No.	P-3										
		Cota de Referencia:		UBICACION:	BARRIO ESPEJO, PARROQUIA LA ECUATORIANA.	FECHA:	jun-23										
		(Boca Perforación):	3004.67														
Prof. Capa No.	Leyenda Gráfica	Clasif. SUCS	DESCRIPCION Tipo, Color Olor, Consistencia	Cotas	Prof/N	N. Freático	Número de golpes "N" ● — ●	M U E S T R A	GRANULOMETRIA	LIMITES	W%	● — ● HUMEDAD NATURAL ● — ● LIMITE LIQUIDO ● — ● LIMITE PLASTICO					
									4	10	40	200	LL	LP	IP		
0.00				3004.67													
0.20			CAPA VEGETAL	3004.47													
1.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA, HÚMEDO DE CONSISTENCIA MEDIA, COLOR NEGRUZO.	3003.17	1,00	7			98	97	87	57	32	25	7	23	
2.50		MS	LIMO ARENOSO CON OLOR ORGANICO, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA MUY COMPACTA, COLOR NEGRUZO.	3002.17	2,00	10			100	99	88	60	34	26	8	25	
4.50		MS	LIMO ARENOSO, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ OSCURO	3000.17	3,00	39			100	98	85	56	34	26	8	26	
5.50		SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD Densa, COLOR CAFÉ CLARO.	2999.17	4,00	35			98	97	87	57	32	25	7	23	
6.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD Densa, COLOR CAFÉ CLARO.	2998.17	5,00	40			93	90	77	48	0	0	0	26	
7.50		MS	LIMO ARENOSO, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ CLARA.	3002.17	6,00	39			99	99	93	60	0	0	0	23	
8.50		MS	LIMO ARENOSO CON GRAVA Y RAÍCES, PLÁSTICO, HÚMEDO DE CONSISTENCIA DURA, COLOR CAFÉ CLARO.	3002.17	7,00				92	92	81	53	0	0	0	23	
9.50		MS	LIMO ARENOSO, NO PLÁSTICO, HÚMEDO DE COMPACIDAD MUY Densa, COLOR CAFÉ CLARO.	3002.17	8,00				99	99	95	66	27	23	4	25	
					9,00				99	97	84	55	34	26	5	22	
					10,00				99	97	84	55	34	26	8	25	

Anexo 6. Propiedades de los Nails.

Nro.	Pt.inicio		Longitud l [m]	Inclinación α [°]	Espaciado b [m]	Resistencia a la tracción	Resistencia al arrancamiento	Resistencia de la cabeza del clavo
	x [m]	z [m]						
1	7.24	1.50	9.40	10.00	1.50	ds = 19.1 mm, fy = 413.69 MPa	cálculo desde el rozamiento, d = 100.0 mm, gs = 62.500 kPa	Rf = 217.78 kN
2	7.34	3.00	9.40	10.00	1.50	ds = 19.1 mm, fy = 413.69 MPa	cálculo desde el rozamiento, d = 100.0 mm, gs = 62.500 kPa	Rf = 217.78 kN
3	7.45	4.50	9.40	10.00	1.50	ds = 19.1 mm, fy = 413.69 MPa	cálculo desde el rozamiento, d = 100.0 mm, gs = 62.500 kPa	Rf = 217.78 kN
4	7.55	6.00	10.20	10.00	1.50	ds = 19.1 mm, fy = 413.69 MPa	cálculo desde el rozamiento, d = 100.0 mm, gs = 62.500 kPa	Rf = 217.78 kN
5	7.66	7.50	10.20	10.00	1.50	ds = 19.1 mm, fy = 413.69 MPa	cálculo desde el rozamiento, d = 100.0 mm, gs = 62.500 kPa	Rf = 217.78 kN
6	7.76	9.00	10.20	10.00	1.50	ds = 19.1 mm, fy = 413.69 MPa	cálculo desde el rozamiento, d = 100.0 mm, gs = 62.500 kPa	Rf = 217.78 kN