

**PRE-DISEÑO DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES
REQUERIDOS PARA EL TRANSECTO DE LA VÍA ALBAN CORRALEJAS EN EL
MUNICIPIO DE ANOLAIMA.**



**CRISTIAN LEONARDO ROJAS VILLAMIL
JOHANA ISABELLA CASTIBLANCO GRANADOS**

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C
2022**

**PRE-DISEÑO DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES
REQUERIDOS PARA EL TRANSECTO DE LA VÍA ALBAN CORRALEJAS EN EL
MUNICIPIO DE ANOLAIMA.**



**CRISTIAN LEONARDO ROJAS VILLAMIL
JOHANA ISABELLA CASTIBLANCO GRANADOS**

Trabajo de grado presentado para optar por el título de Ingeniero Civil

**SEBASTIÁN RIVERA PARDO
Ing. Civil (Director)**

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C
2022**

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer primeramente a nuestras familias, por habernos apoyado durante este proceso de aprendizaje y estar siempre junto a nosotros, también queremos agradecer a nuestro Director de Grado el Ing. Sebastián Rivera Pardo y a nuestro Jurado el Ing. Carlos Eduardo Torres Romero por habernos brindado la oportunidad de recurrir a sus conocimientos y experiencias, así como también tenernos paciencia para guiarnos durante el desarrollo del proyecto. Finalmente, agradecemos a la Universidad Santo Tomás por abrirnos las puertas para poder estudiar nuestra carrera, así como también a los docentes y personas involucradas en este proyecto por brindarnos sus conocimientos y apoyo para aprender nuevos métodos y seguir adelante día a día.

RESUMEN

En el presente documento se estudia un talud ubicado en la vía Albán – Corralejas del municipio de Anolaima para poder plantear soluciones de pre-diseño de métodos de estabilización más convenientes al problema y requerimientos de la zona, para esto se realizan encuestas a la población afectada, se identifican las características del lugar como la topografía, hidrología, microzonificación sísmica, geología, se hacen visitas de campo donde se toman muestras y posteriormente se realizan laboratorios para poder terminar el perfil geotécnico cuyas características son necesarias para modelar en diversos software que contribuyeron al diseño y determinación de los factores de seguridad necesarios para finalmente dar un presupuesto aproximado y concluir con respecto a los objetivos planteados inicialmente.

Palabras clave: Talud, pre-diseño, factores de seguridad.

ABSTRAC

In this document, a slope located on the Albán – Corralejas road in the municipality of Anolaima is studied in order to propose pre-design solutions for stabilization methods that are more convenient for the problem and requirements of the area, for this, surveys are carried out on the affected population, the characteristics of the place such as topography, hydrology, seismic microzoning, geology are identified, field visits are made where samples are taken and later laboratories are carried out to be able to finish the geotechnical profile whose characteristics are necessary to model in various software that contributed to the design and determination of the safety factors necessary to finally give an approximate budget and conclude with respect to the objectives initially set.

Keywords: Slope, pre-design, safety factors.

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	7
2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	8
3. OBJETIVOS	9
3.1. Objetivo General.....	9
3.2. Objetivos Específicos	9
4. JUSTIFICACIÓN	10
5. ESTADO DEL ARTE	12
6. MARCO REFERENCIAL	14
6.1. Teoría de estabilización de taludes.....	14
6.2. Clasificación de los fenómenos de remoción en masa.....	16
6.3. GEOLOGÍA	31
6.4. GEOMORFOLOGÍA	33
6.5. HIDROGEOLOGÍA	34
7. ENCUESTAS DE CARACTERIZACIÓN	36
8. IDENTIFICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	41
8.1. LOCALIZACIÓN	41
8.2. TOPOGRAFÍA.....	42
8.3. HIDROLOGÍA.....	43
8.4. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	44
8.5. MARCO GEOLÓGICO	46
9. METODOLOGÍA.....	49
10. VISITAS DE CAMPO	51
11. PROCEDIMIENTOS Y RESULTADOS DE LABORATORIO	54
12. PERFIL GEOTÉCNICO.....	69
13. MODELADO EN PHASE2 Y SLIDE	72
13.1. Modelado en Phase2	73
13.2. Modelado en Slide	76
14. OPCIONES DE PREDISEÑO PARA LA ESTABILIZACIÓN.....	80
14.1. Estabilización mediante el uso de anclajes	80
14.2. Estabilización mediante excavaciones (Terrazas) y drenaje	89
15. PRESUPUESTO PARA LA REALIZACIÓN DE LAS OBRAS.....	97
16. CONCLUSIONES	100
17. RECOMENDACIONES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA OBRA	102
18. BIBLIOGRAFÍA	103

19.	ANEXOS.....	105
-----	-------------	-----

Lista de Imágenes

Imagen 1.	18
Imagen 2.	18
Imagen 3.	19
Imagen 4.	22
Imagen 5.	23
Imagen 6.	25
Imagen 7.	26
Imagen 8.	27
Imagen 9.	27
Imagen 10.....	28
Imagen 11.....	29
Imagen 12.....	36
Imagen 13.....	37
Imagen 14.....	37
Imagen 15.....	38
Imagen 16.....	38
Imagen 17.....	39
Imagen 18.....	40
Imagen 19.....	40
Imagen 20.....	41
Imagen 21.....	42
Imagen 22.....	43
Imagen 23.....	44
Imagen 24.....	45
Imagen 25.....	46
Imagen 26.....	51
Imagen 27.....	52
Imagen 28.....	53
Imagen 29.....	54
Imagen 30.....	55
Imagen 31.....	55
Imagen 32.....	58
Imagen 33.....	58
Imagen 34.....	60
Imagen 35.....	61
Imagen 36.....	64
Imagen 37.....	65
Imagen 38.....	65
Imagen 39.....	66
Imagen 40.....	67
Imagen 41.....	68
Imagen 42.....	72
Imagen 43.....	72

Imagen 44.....	73
Imagen 45.....	73
Imagen 46.....	74
Imagen 47.....	75
Imagen 48.....	76
Imagen 49.....	77
Imagen 50.....	79
Imagen 51.....	82
Imagen 52.....	84
Imagen 53.....	85
Imagen 54.....	85
Imagen 55.....	86
Imagen 56.....	86
Imagen 57.....	87
Imagen 58.....	88
Imagen 59.....	88
Imagen 60.....	89
Imagen 61.....	90
Imagen 62.....	91
Imagen 63.....	92
Imagen 64.....	92
Imagen 65.....	93
Imagen 66.....	93
Imagen 67.....	94
Imagen 68.....	94
Imagen 69.....	95
Imagen 70.....	95
Imagen 71.....	96

Lista de tablas

Tabla 1.	45
Tabla 2.	49
Tabla 3.	56
Tabla 4.	56
Tabla 5.	57
Tabla 6.	59
Tabla 7.	59
Tabla 8.	60
Tabla 9.	61
Tabla 10.	62
Tabla 11.	62
Tabla 12.	63
Tabla 13.	63
Tabla 14.	64
Tabla 15.	65
Tabla 16.	66
Tabla 17.	69
Tabla 18.	69
Tabla 19.	70
Tabla 20.	71
Tabla 21.	74
Tabla 22.	77
Tabla 23.	81
Tabla 24.	83
Tabla 25.	83
Tabla 26.	84
Tabla 27.	91
Tabla 28.	96
Tabla 29.	97
Tabla 30.	98

Tabla de Anexos

Anexo A. Titulo-A-NSR-10-Zonas de amenaza sísmica.....	105
Anexo B. Plancha topográfica de la zona	105
Anexo C. Memoria de Cálculo	105
Anexo D. APU - Estabilización de taludes	105
Anexo E. Fotografías tomadas de la zona	106

1. INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto se planea el desarrollo de un caso de movimiento de remoción en masa en la vía Alban – Corralejas del municipio de Anolaima, el cual se puede observar durante gran parte del trayecto, esto ha traído problemas al tránsito entre municipios razón por la cual además de estudiar la problemática que se presenta en la zona, se planteará una solución conveniente que mitigue la problemática y sea viable en su etapa constructiva.

Como se menciona con anterioridad, en la zona de estudio se puede presenciar de manera visual fenómenos de remoción en masa los cuales tienden a dificultar la movilidad, pero, para poder conocer con exactitud este caso es necesario indagar en los antecedentes que existen en donde se testifique la ocurrencia de los mismos, además de contar con la opinión de las personas que son directamente afectadas.

Por lo tanto, se pretende realizar una búsqueda que permita definir las condiciones de la zona en cuanto a geología, hidrología, topografía entre otras y conocer la afectación que tiene hacia la población usuaria de la vía mediante encuestas, por otro lado, se pretende dar una solución fundamentada en las visitas de campo, extracción de muestras, laboratorios y cálculos finales que permitan generar un pre diseño para la estabilización del talud de la zona.

Por último, se considera importante dar atención a este tipo de casos ya que aunque se trata de vías pequeñas, son transcurridas recurrentemente por todo tipo de población hacia distintos municipios y facilita la conexión de los mismos, siendo un gran riesgo para ellos realizar las actividades que son parte de su día a día.

2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En la vía Alban Corralejas ubicada en el municipio de Anolaima a 65.6 km de Bogotá, se puede presenciar a lo largo del trayecto vial el desprendimiento de material en las laderas. Principalmente estos deslizamientos se presentan en la época del denominado “fenómeno de la niña”, donde se supone un incremento del nivel freático que podría ser uno de los factores que los ocasionan. Afectando tanto el flujo vehicular de las personas que transitan la vía como las conexiones entre los municipios aledaños.

Para poder identificar la problemática que se presenta en el trayecto vial se llevará a cabo una recolección de información por medio de investigaciones teóricas, visitas en campo, toma de muestras, realización de ensayos de laboratorio y encuestas a las personas afectadas. Esta información servirá posteriormente en la generación de un pre-diseño adecuado para la estabilización del talud.

Todo en busca de brindar una solución al problema expuesto, que permita mejorar la movilidad en la vía evitando así posibles accidentes, demoras en el tiempo del recorrido, mejorando la conectividad entre municipios y veredas cercanas lo cual le dará seguridad y bienestar a los que transitan en la vía.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo General

Establecer un pre-diseño de estabilización por medio del estudio del fenómeno de remoción en masa presente en el tramo de la vía Alban Corralejas la cual une la vía principal de Alban Facatativá y Anolaima Corralejas, en el municipio de Anolaima para de ese modo suplir la problemática presentada.

3.2. Objetivos Específicos

- Identificar las condiciones de la zona (en cuanto a topografía, geología, hidrología, amenaza sísmica, entre otras) para determinar la amenaza.
- Realizar encuestas en las que se determine como el problema afecta a la población en su movilidad.
- Analizar los datos obtenidos en campo y laboratorio, para poder presentar una opción de pre-diseño de estabilización para el talud con la información recopilada.

4. JUSTIFICACIÓN

Una de las problemáticas más comunes en las vías de Colombia son los deslizamientos de material en donde se ve afectada la movilidad y la seguridad de quienes las transitan, es por eso que se hace necesario el diseño y la construcción de taludes que permitan mitigar los riesgos que se presentan comúnmente debido a la actividad sísmica de la zona, incremento del nivel freático en temporadas lluviosas, drenaje insuficiente, vibraciones en el terreno de origen externo como por explosiones en zonas donde se realiza minería. Todas estas causas provocan fallas en los taludes que deben ser analizadas, para poder proponer soluciones.

En Colombia el sector vial tiene un atraso de 15 años aproximadamente (Colprensa, 2014), razón por la cual muchas de estas obras de ingeniería han sido dejadas de lado, lo cual implica una afectación en la sociedad actual, en cuanto a movilidad, comunicación municipal e intermunicipal, transporte de alimentos y bienes, seguridad, entre otros. Es por esto que los mayores beneficiados son tanto las personas que hacen uso de las vías como los que se benefician de los bienes que estas transportan. Identificando los problemas que trae esto se puede ver que es necesaria la estabilización de taludes en muchas de las vías del país.

Por todo esto en el presente proyecto se quiere plantear un pre-diseño de estabilización para el trayecto de la vía Alban Corralejas en el municipio de Anolaima, mediante el uso de diversos métodos según lo requiera dependiendo de la falla que se presente como por ejemplo lo sería la implementación de obras de drenaje, la colocación de elementos estructurales que aporten resistencia, muros u otros elementos que puedan servir de contención y la implementación de medidas de protección superficiales. Estos métodos se deben llevar a cabo con su respectivo

análisis numérico, para de este modo garantizar la obtención de una solución que pueda traer beneficio a la comunidad que se encuentra allí.

5. ESTADO DEL ARTE

A lo largo del tiempo diversos autores se han dedicado al estudio de la estabilidad de taludes, desde fundamentos iniciales de la mecánica de suelos planteada por Terzaghi (1925), hasta la implementación del análisis de equilibrio límite propuesto por parte de Taylor (1937) y Bishop (1955). Además de tener muy en cuenta estas teorías planteadas por autores en el pasado, para el desarrollo del presente trabajo se proponen diversos referentes de investigaciones y aplicaciones de la estabilización de taludes tanto nacionales como internacionales en la actualidad.

Actualmente cuando se quiere desarrollar un proyecto de ingeniería se tiene presente en gran medida su impacto al medio ambiente, autores como Alexia S, Ioannis S (2004) donde plantean un modelo de estabilización por medio del uso de la vegetación, también por el lado de bioingeniería Joanne E. Norris, Alexia (2008) que también planean soluciones ecológicas no solo para la estabilización, también para el control de la erosión en determinadas zonas. Muchos autores también se han dedicado a generar otras alternativas usando materiales que son amigables para el medio ambiente como por ejemplo Zijun Cao, Yu Wang y Dianqing Li (2019) y Carolina L. y Carlos Pineda (2020) que plantean el uso de llantas recicladas de diferentes maneras como lo sería la estabilización con muros o gaviones de este material.

Uno de los factores que se plantea que puede afectar la estabilidad de un talud son los factores meteorológicos como por ejemplo sería la presencia de precipitaciones constantes, Askarinejad, Akca, Springman (2018) plantean soluciones para estabilizar pendientes naturales afectadas por la lluvia, por otro lado Muntohar, A. S, Fata, N, Jotisankasa, A y Yang, K-H (2020) explican la realización de monitoreo para la succión y estabilidad de una pendiente de suelo volcánico residual durante periodos de lluvia prolongados. Otros autores como Deka, A, Daulagupu, R, Brahma, H, Lodger, H y Dutta, D (2020) han descrito como estos fenómenos climáticos afectan directamente la estabilidad de un talud y propone un ejemplo de un caso ocurrido en la en India para explicar las soluciones que se aplicaron.

Además de tener en cuenta los métodos de estabilización, las soluciones amigables con el medio ambiente y los factores que pueden influir en la inestabilidad de un talud, también se puede hablar de aplicaciones tecnológicas que facilitan la obtención de resultados para el tema tratado, por ello existen y se crean continuamente software, Alexia S, Loannis S, Joanne E, Norris y Erik C. (2018) desarrollaron un software para poder evaluar los métodos de contención de taludes principalmente realizados con materiales como las ya mencionadas llantas. Siendo estas alternativas modernas que muestran soluciones no solo para problemáticas de infraestructura si no también ambientales.

6. MARCO REFERENCIAL

6.1. Teoría de estabilización de taludes

Para poder hablar de la estabilidad de taludes es necesario inicialmente hablar acerca de qué es un talud, el cual se puede definir como una masa de suelo con una pendiente o diferentes cambios de altura y se generan de manera artificial a diferencia de los macizos rocosos que se encuentran de manera natural. Los taludes se pueden clasificar en terraplenes, cortes del macizo y muros de contención (Suárez, 1998). Para la estabilización de taludes es necesario tener en cuenta un factor de seguridad y la geometría del mismo y el material que lo compone. Por lo tanto para conseguir la estabilidad se deben evaluar diversos métodos que puedan ser de ayuda según se dé el caso, como por ejemplo lo sería el uso de ábacos o análisis computacionales que implementan el Equilibrio Límite para modelos bidimensionales (Chambe, 2019).

Anteriormente se mencionó que para la estabilidad de un talud es necesario obtener un factor de seguridad (f_s) el cual determina el comportamiento adecuado de un talud midiendo su estado. Este factor se implementa como un índice que relaciona la resistencia al corte del material con la resistencia al corte necesaria para mantener la estabilidad del terreno (Burgoa, 2018). Como se sabe la inestabilidad ocasiona deslizamientos como respuesta a una falla que se presenta en un macizo rocoso que ocasiona movimientos en masa, suelos o rocas sobre la superficie. Algunas de las causas por las cuales ocurren estas fallas podrían ser las temporadas lluviosas, terremotos, erupciones volcánicas y otros fenómenos que principalmente se deben a la naturaleza (Cuanalo, Gallardo, 2016).

Para solucionar problemas de inestabilidad muchas veces se implementan variados métodos como por ejemplo el método racional, el cual se usa para el diseño de drenajes en zonas urbanas, Este método se utiliza para calcular el caudal de agua que pasa por el talud. Tomando en cuenta el área del talud, la intensidad de precipitación de la zona dependiendo del tiempo de concentración, y del coeficiente de escorrentía el cual depende del uso y tipo de suelo. (Arias, Macao, Sánchez, Tapia, 2016)

$$Q = \frac{C * A * I}{3,6}$$

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia mm/hr

A = área en Km²

Otro método usado es el Soil Conservation Service (SCS) el cual es usado

Para determinar el volumen de escorrentía de una precipitación, y determinar el tiempo de distribución. La hipótesis de este método se basa en la relación de dos cantidades reales y dos cantidades potenciales son iguales, al cambiarse con el principio de continuidad se obtiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

P_e = exceso de precipitación

I_a = abstracción inicial

P = precipitación total

S = retención potencial máxima

(Arias, Macao, Sánchez, Tapia, 2016)

Para poder aplicar estos métodos o cualquiera que se requiera para la estabilización es necesario determinar las propiedades mecánicas del suelo por medio de ensayos de laboratorio uno de ellos es el triaxial, que tiene un alto costo pero, permite analizar las muestras de suelo en condiciones tanto drenadas como no drenadas. Algunos de los parámetros que se pueden obtener y son necesarios para el análisis del suelo son la humedad, la succión estimada, la cohesión, la fricción, entre otros (Martín, Osorio, 2016). Aparte de las propiedades mecánicas de suelos es fundamental tener cuenta las variables hidrológicas para el caso de estudio como lo sería la presión de poros, la conductividad hidráulica (K_s), la difusividad (D_0) y la tasa de infiltración previa a la tormenta (I_z) que permitirán ver el comportamiento del agua en el suelo (Martín, Osorio, 2016).

6.2. Clasificación de los fenómenos de remoción en masa

Tipos de flujo

Flujo de tierra

En (1938) Sharpe, describió el flujo de tierra como el más lento de los tres tipos de flujos rápidos estos flujos son comunes en terrenos con bajo relieve en regiones húmedas, colinas, en regiones tropicales y pendientes. Debido a la meteorización en estas zonas las superficies se forman capas más inestables, sueltas y porosas que yacen en terrenos arcillosos permeables, las características de este flujo se deben a las lluvias intensas en donde las capas porosas superiores actúan como un reservorio las cuales proporcionan un flujo de agua casi continuo a la arcilla infrayacente debido a esto el material que la cubre superficialmente es desplazada por las laderas con una pendiente baja de tan solo 3 grados. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Flujos deslizamientos causados por licuefacción

Según Sharpe en 1938 la licuefacción ocurre cuando un material se encuentra saturado y con un drenaje bajo, lo que ocasiona una disminución de volumen temporal y un incremento en su presión de poros, estos materiales pueden ser arenas sueltas sometidas a corte o vibración. Todo esto da como resultado que las presiones internas del material se transfieran debido al contacto con las partículas y el agua de los poros generando movimientos en el material como si se tratase de un líquido. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Flujos de lodo

Para Sharpe los flujos de lodos suceden cuando a un terreno que se encuentra inicialmente húmedo y vulnerable repentinamente le sucede un incremento de agua, puede ser en gran cantidad pero no de manera permanente, también puede ser por la carencia de vegetación, por presencia de materiales con baja consolidación y por pendientes moderadas en el talud. Al ver la variabilidad de las condiciones que pueden producir este proceso se diferencian tres tipos de flujo según la zona: Regiones áridas, zonas alpinas y volcánicas. Los materiales en los que más se produce el flujo de lodo es en la arcilla o limo, comúnmente estos materiales se desplazan por corrientes de agua. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Flujo seco

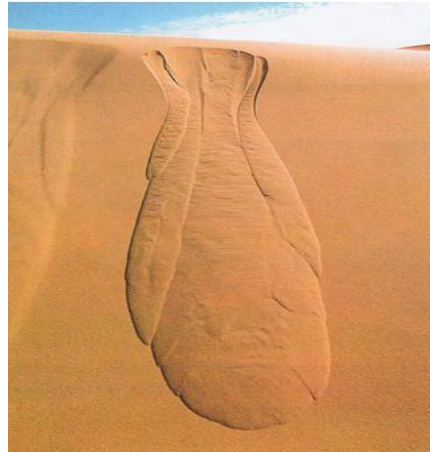
Para Varnes en 1978 y Hutchinson en 1988 el flujo seco se divide en 3 los cuales son arena, talus y limo.

Para el caso de la arena constituye un proceso el cual es fundamental para el desplazamiento o migración de dunas de arena por otra parte también pueden fluir detritos en condición seca los cuales no están clasificados por tamaño de origen

volcánico, coluvial o simplemente de distinto material. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Imagen 1.

Flujo de arena seca

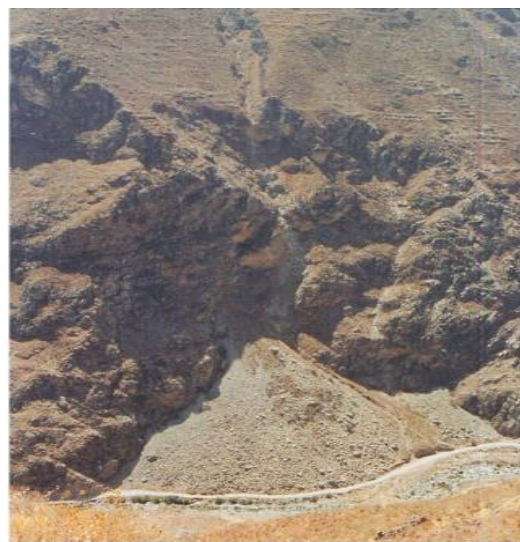


Fuente: Plage, en PMA-GCA 2007.

Para el caso de los talus se presentan en los casos donde hay fallas de depósitos de talus suelen ser lentos o muy rápidos. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Imagen 2.

Cono de talus

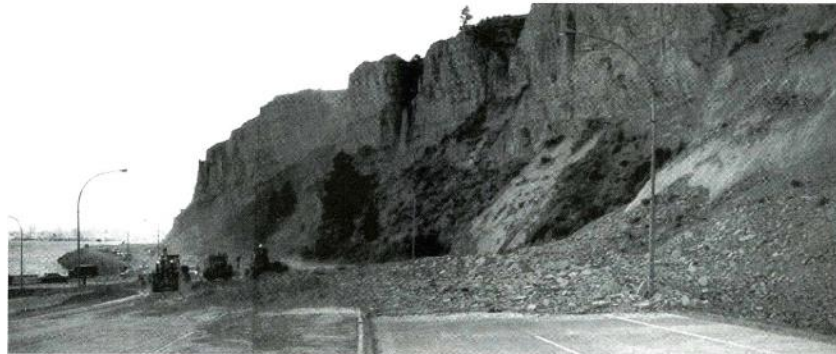


Fuente: Evans & Hungr 1993, en PMA-GCA 2007.

Para el caso de los limos estos se presentan y ocurren a partir del colapso de taludes o riscos los cuales están escarpados de limos estos pueden llegar a ser relativamente móviles dada la gran cantidad de energía la cual es repartida por el bloque que cae inicialmente. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Imagen 3.

Flujo seco de limo desencadenado por la caída de un bloque desde un escarpe en limos glaciolacustres cementados.



Fuente: Valentinuzzi, British Columbia, en Hungr et al. 2001.

Flujo de turba

Hungr en 2001 caracteriza el flujo de turba inicialmente por el contenido de agua que se presente para el caso el cual debe ser saturado lo cual genera un exceso de presión de poros, además cuenta que este flujo por las condiciones descritas anteriormente presenta una velocidad lenta que va incrementando hasta terminar siendo rápida. Además de estas características el origen de este flujo se establece debido a factores externos que producen una sobrecarga en una falla de depósitos de turba. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Flujo de detritos

El flujo de detritos al igual que algunos de los fenómenos mencionados con anterioridad se presenta por diversos factores, por ejemplo Hutchinson (1988) habla del flujo de detritos húmedos que inician de muy rápido para seguir en extremadamente rápido, este comportamiento y características predomina en zonas montañosas donde se dan en las laderas de las colinas o en las laderas de montañas.

Por otro lado Hungr (2001) muestra que características deben tener para que se dé un flujo de detritos donde principalmente predomina una condición saturada donde se puede observar un canal establecido y un incremento del contenido de agua con una extensión rápida. Además se explica cómo este fenómeno se da debido a pulsaciones y de manera intermitente. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Tipos de avalanchas

Avalanchas de detritos

Para Hungr et al. en (2001) explica según su opinión que es una avalancha de detritos en esta parte el autor Hungr dice que este tipo de avalancha inicia con un deslizamiento o el movimiento en masa que se presenta en la parte superior de una ladera la cual evoluciona a un flujo de tierra o material que se mueve muy rápido y no sigue un canal preestablecido, esto sucede por falta de canalización del agua.

Para Sharpe en (1938), define este tipo de avalanchas de detritos como un deslizamiento no tan profundo las cuales son similares a las avalanchas de nieve estas avalancha se movilizan por muchas partes de la ladera, las avalanchas pueden llegar a transitar en canales de drenaje por su pendientes y convertirse en un flujos de detritos.

Para la opinión de Varnes (1978) la manifiesta que este tipo de avalanchas se mueve con una velocidad alta, Otras de sus características son relacionadas con la falta de canalización en la zona, la ausencia de clasificación longitudinal y frente grueso. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Avalancha de rocas

Según Hungr (2001) las avalanchas de rocas se componen de fragmentos de las mismas, presentando una condición de humedad diversa, en donde predomina una baja humedad, además la roca que se desplaza se encuentra desde la fuente intacta y de gran volumen y con extensión rápida y masiva, debido a grandes fallas in situ. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Deslizamiento y creep

Deslizamiento por flujo de arena: limo, detritos y roca débil

Este término fue expuesto por Casagrande (1963), pero, fue posteriormente descrito por Hungr en el 2001 donde se habla de la licuación de un material en condición saturada y suelto. Estos fenómenos ocurren en ambientes donde el material tiene un alto riesgo de colapsar como el caso de la arena y el limo que presentan una gran presión de poros. Es decir que estos deslizamientos por flujo deben darse si se presenta licuefacción. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Deslizamiento por flujo de arcilla

Como lo plantea Hungr (2001) cuando la arcilla sensitiva en el límite líquido o por encima del mismo y ocurre una licuación in situ con un contenido de agua constante presentando además una rápida extensión, se puede hablar de un

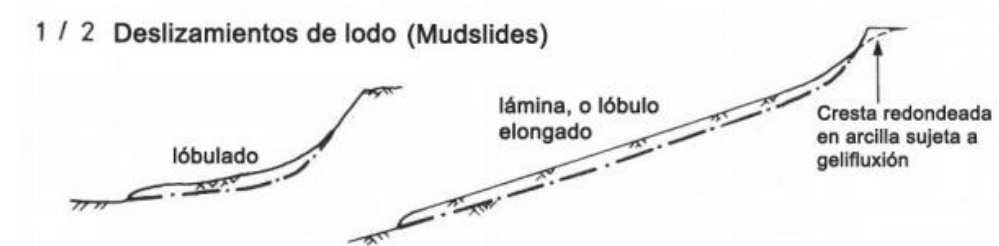
deslizamiento por flujo de la arcilla, ocurriendo un colapso del material debido a la presencia de una falla. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Deslizamiento de lodo en región no periglacial (Mudslides)

Hutchinson en 1988 habla de movimientos en suelos de matriz arcillosa blanda, que se desplazan sobre la superficie donde se suscita la falla. Esto se puede observar a continuación:

Imagen 4.

Deslizamiento de lodo no periglacial (izq.). Deslizamiento de lodo periglacial (der.).



Fuente: Hutchinson 1988.

Creep estacional y creep continuo

Para Terzaghi en 1950 existen dos tipos de creep y se dividen de la siguiente manera:

Creep estacional: El movimiento que sucede en el terreno se da principalmente en lugares donde ocurren cambios estacionales, provocando desplazamiento pendiente abajo. Cabe resaltar que se presentan en la capa superior del terreno que es la que se encuentra mayormente expuesta a las condiciones descritas.

Creep continuo: A diferencia del creep estacional el creep continuo ocurre por debajo de la superficie del terreno ya que en esta influye la fuerza de la gravedad por lo tanto la tasa de este creep es constante.

Cabe aclarar que para cualquiera de los dos casos que se presenten producen una deformación en el talud y para evitar un posterior deslizamiento se debe superar la resistencia del material. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Rebote

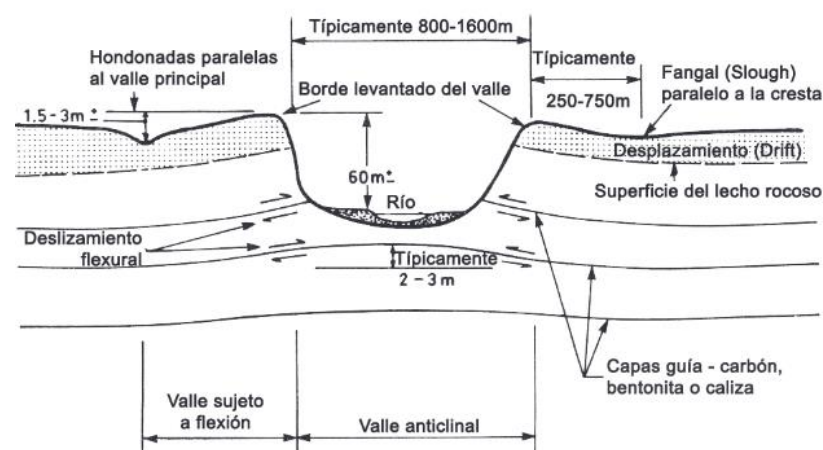
El tema expuesto por Hutchinson en (1988) explica un tipo de movimiento en masa el cual es originado por procesos tanto artificiales como naturales es generado a causa de una descarga de terreno, la zona que es descargada responde de una manera elástica pero transcurrido un tiempo se expande hacia arriba y a los lados esto genera un deterioro en la resistencia del material a causa de la meteorización acelerada. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Excavaciones artificiales: este fenómeno es muy conocido especialmente en terrenos de otras rocas lodosas y shales.

Valles sujetos a denudación: estas descargas son un poco más lentas y son acompañadas con rebotes como se aprecia en la figura a continuación.

Imagen 5.

Valle de rebote.



Fuente: Hutchinson 1988.

Hundimientos profundos en laderas de montañas

Este fenómeno estudiado por Hutchinson (1988) consiste en la presencia de grandes deformaciones en las crestas de algunas cordilleras y se presenta principalmente en rocas del tipo pizarras, filitas, shales, esquistos entre otras. Existen tres tipos de hundimientos profundos planteados a continuación.

1. En este tipo ocurren desplazamientos solo a un lado de la montaña y puede relacionarse a un caso de creep.
2. En este caso los desplazamientos se dan en ambos lados de la montaña ocasionando una expansión en la cresta.
3. Finalmente en el último tipo se pueden dar múltiples volcamientos relacionado con desplazamientos sin contar con elementos que se presentan en el primer tipo mencionado.

Volcamiento

Para Varnes en 1978; Cruden & Varnes en 1996 se consideran tres tipos de volcamientos:

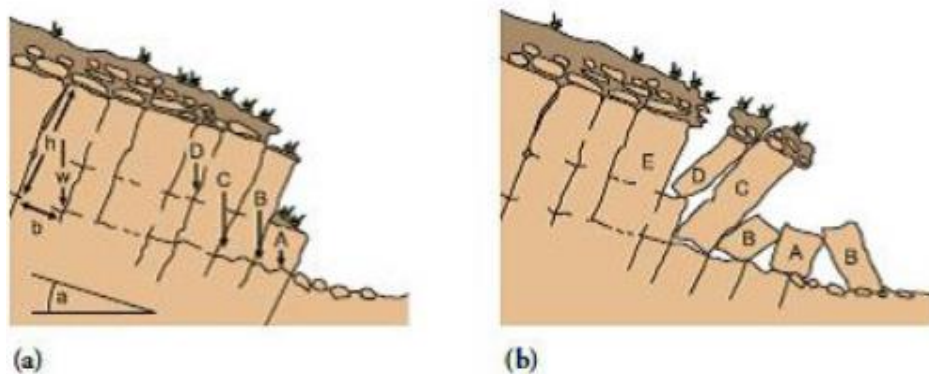
1. Volcamiento de bloques de roca, delimitados por discontinuidades preexistentes:

Para este volcamiento los autores recomiendan dos subtipos volcamiento por bloque individual los cuales se encuentran sobre una base que está en un inicio firme, este volcamiento es socavado o puede fallar por el cortante como se muestra en la (figura a), el volcamiento múltiple de bloque dentro de un conjunto por interacción entre ellos como lo muestra la (figura b), Para Freitas & Waters en 1973 el volcamiento múltiple se debe a una pérdida en la estabilidad desde el extremo exterior del

conjunto de bloques, Por consecuencia de socavaciones de un corrientes las cuales desestabilizan los bloques, En la (figura a) se aprecia como el volcamiento se desplaza con el bloque A sin embargo en la (figura b) sucede algo similar la diferencia es que el desplazamiento se detiene en el bloque D mientras que en el bloque E se mantiene en su posición. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Imagen 6.

Esquema del volcamiento de bloques.



Fuente: De Freitas & Waters 1973, en PMA-GCA 2007

Volcamiento flexural: Es frecuente en las rocas con un sistema de discontinuidad como por ejemplo un buzamiento fuerte al interior de una ladera donde se presentan columnas, estas columnas se flexiona provocando desplazamientos de fragmentos de rocas y su acumulación a los pies de los taludes o laderas. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Volcamiento en Chevron: Este volcamiento corresponde a los macizos rocosos con diaclasas de fuertes inclinaciones hacia el interior de una ladera, es muy usual encontrar las rocas metamórficas como esquistos y filitas. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

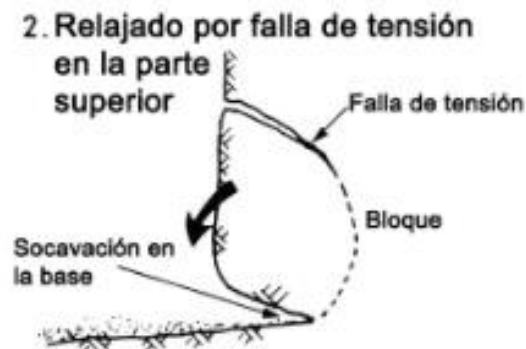
Volcamiento flexural en bloque: Es el volcamiento que se da a partir de la Flexión pseudo continua de largas columnas de roca en el macizo, ocasionado los movimientos acumulados a lo largo de numerosas diaclasas que se encuentran transversales. Es por lo cual que se presentan deslizamientos a lo largo de las superficies de las diaclasas generando volcamientos y deslizamientos. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

2. Volcamiento de bloques aislados liberados por tensión

Este volcamiento es el desprendimiento el cual está favorecido por agrietamientos debido a la tensión en la parte superior de una ladera y esta sede su liberación. Se puede apreciar a continuación (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Imagen 7.

Falla de tensión



Fuente: Hutchinson 1988.

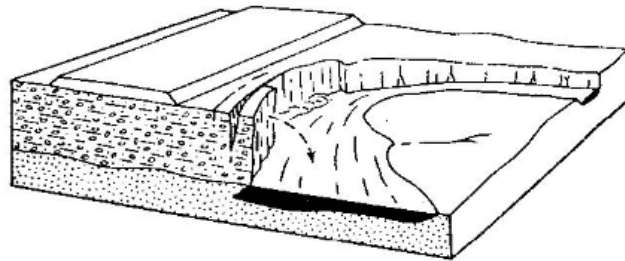
3. Volcamiento de detritos

Es un proceso que está considerado por Cruden & Varnes en 1996 en el cual se desprenden masas de algún sitio estos desprendimientos son de detritos, es usual ver este tipo de volcamientos a las

orillas de los ríos esto lo podemos apreciar en la siguiente (figura). (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Imagen 8.

Volcamiento de detritos.



Fuente: Cruden & Varnes 1996.

Caída

Para Hutchinson (1988) una caída de material se refiere a un proceso de descenso que puede darse de manera libre y a una velocidad alta, normalmente estos materiales suelen ser tanto masas de suelos como rocas y se divide en dos tipos:

- *Primaria:* El desprendimiento del material se da desde su origen que podría ser dado por un agrietamiento.
- *Secundaria:* La caída suele ser principalmente de bloques o fragmentos que han estado desde el lugar de origen pero, se han quedado en una zona intermedia de la ladera.

Imagen 9.

Caídas primaria y secundaria.



Fuente: Hutchinson 1988.

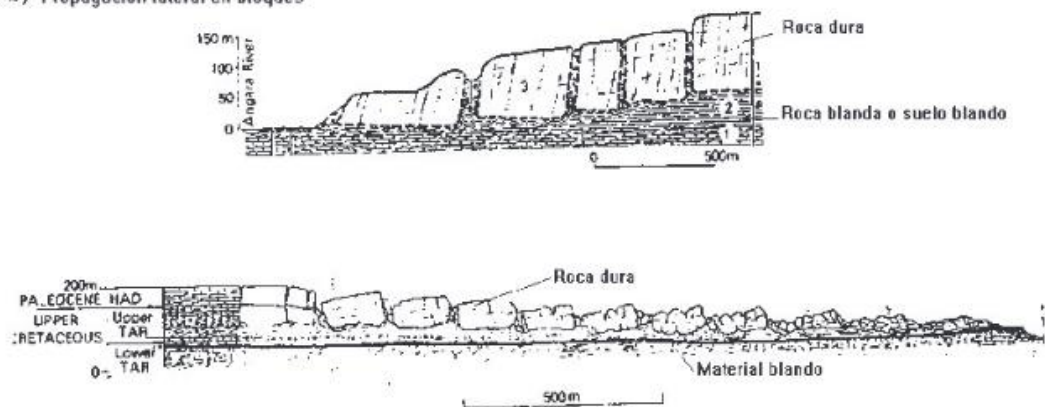
Propagación lateral

Para Cruden & Varnes la propagación se define como una expansión o una dilatación de un suelo que posee cohesión o una masa de rocas blandas, este tipo de propagación puede ocasionar dos casos generales los cuales podemos ver a continuación. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

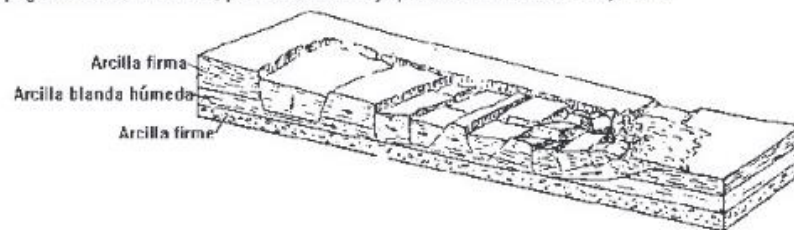
Imagen 10.

Casos de propagación lateral.

(a y b) Propagación lateral en bloques



(c) Propagación lateral en tierra, por licuación o flujo plástico del material subyacente



Fuente: Cruden & Varnes 1996.

Propagación lateral en bloque: Es una masa rocosa subhorizontal el cual cubre material mucho más blando lo cual genera que se fragmente en bloques grandes, es por lo cual que se generan extrusiones del material más blando que se encuentra en las fracturas, el movimiento que se genera a partir de esta propagación es muy lento. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Propagación lateral por licuación: Este tipo de propagación es generada por un suelo blando y húmedo especialmente con arcilla sensitiva o limo cubierto por suelo firme esto sucede porque el suelo pierde la resistencia a causa del agua, el movimiento que se genera es más rápido que el anterior caso. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Crecida de detritos

Para Hungr et al en (2001) este suceso se trata de un flujo rápido el cual es originado en las corrientes que transportan gran cantidad de detritos en el cauce, Es difícil diferenciar entre un flujo de detritos y una crecida de detritos, el flujo de y la crecida de pueden transportar una cantidad similar de sedimentos y además con alguna gradación.

Por otra parte la velocidad que manejan estos flujos son muy rápidos son similares a la velocidad del agua en una inundación además sus descargas son más grandes.

Imagen 11.

Crecida de detritos en el valle del río Aconcagua



(Sector Puntilla del Viento, Chile), 1980

- **Factores y causas de los movimientos en masa**

Naturales

Para Montero en 1991, alguna de las causas que pueden ocasionar movimientos de remoción en masa podrían ser cambios en el estado de los esfuerzos del suelo, esto se puede generar también por degradación química o mecánica. El clima también es un factor que puede inducir los movimientos en masa como por ejemplo el flujo de agua subterráneo, actividades sísmicas o la actividad volcánica es otro factor. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Antrópicos

Montero también explica factores antrópicos, como por ejemplo, sobrecargas en los taludes, actividades de deforestación, uso indebido del suelo, sobrepastoreo, mal manejo del agua, incluso las mismas construcciones mal ejecutadas son factores que generan movimientos en masa. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Litológicos

Según Montero (1991 - 2011) cuando el material en su estado inicial presenta una susceptibilidad que genera estos fenómenos, esto se puede dar en materiales tales como, rocas lodosas, areniscas y conglomerados, cenizas, margas con arcilla o roca, rocas metamórficas, arcillas normalmente consolidadas, depósitos aluviales, rocas y minerales. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Degradación Mecánica

La degradación mecánica se deriva de algunos factores como la presencia de materiales volcánicos, minerales de alteraciones como por ejemplo la clorita, materiales como arcillas expansivas afectadas por la humedad, materiales como el

yeso o calcita, paredes revestidas de óxido y rocas de falla. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

Estructurales

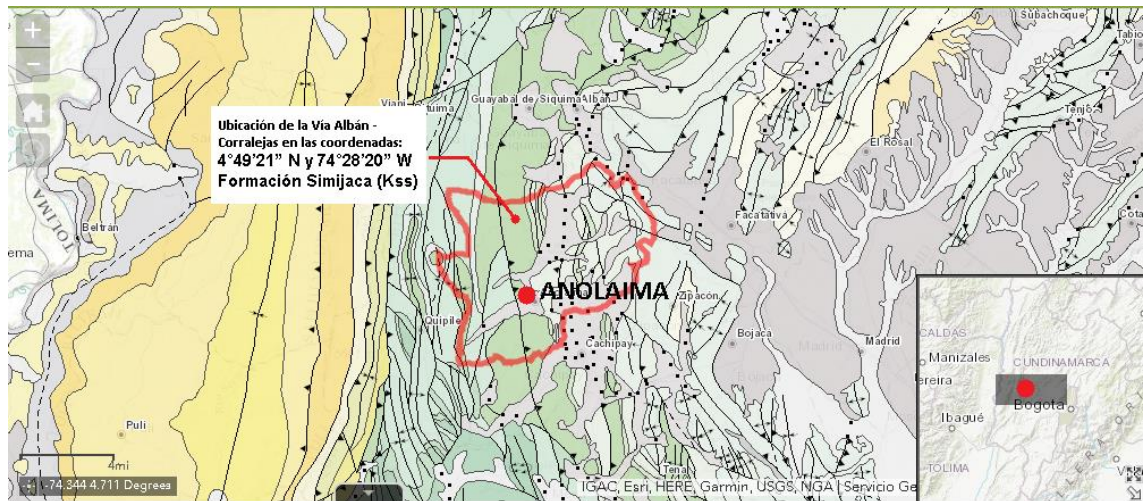
Para Montero (1991 - 2011) los factores estructurales que se deben presentar para que ocurra un movimiento de masas pueden ser discontinuidades estructurales, la presencia de capas ya sean permeables o impermeables generando una propagación lateral del talud, si la región es propensa a la acumulación de agua y finalmente la presencia de lodolitas y arcillolitas. (Servicio Geológico Colombiano, 2017)

6.3. GEOLOGÍA

La vía Albán – Corralejas ubicada al norte del municipio de Anolaima, se encuentra sobre la Formación Simijaca (Kss) la cual se compone de arcillolitas y lodolitas negras con grises oscuras e intercalaciones de arenitas de cuarzo y grano fino, esta formación se extiende desde el centro al occidente del municipio, esta además es perteneciente al Grupo Villeta (INGEOMINAS, 2001). Además en la siguiente imagen se puede observar la predominancia de esta formación a lo largo del Municipio que por lo general se representa de color verde.

Imagen 12.

Mapa Geológico del Municipio en Cundinamarca y punto de estudio del proyecto



Fuente. Servicio Geológico Colombiano

Grupo Villeta: Este hace referencia a una unidad con carácter lodoso e intercalaciones calcáreo-silíceas, este grupo se encuentra en la Era Mesozoica del Cretácico, lo cual se corrobora con el hallazgo de una amonita justo en la zona de la vía estudiada (*Imagen13*).

Imagen 13.

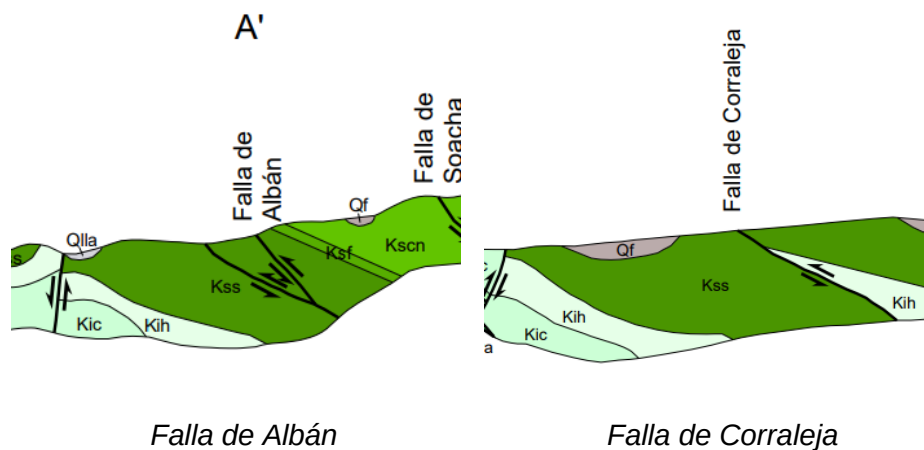
Huella de un fósil de Amonita encontrada en el punto de estudio de la Vía Albán - Corralejas



Además según lo visto en la plancha del IGAC, se observan dos fallas inversas o de cabalgamiento definidas las cuales se caracterizan por roturas en la corteza de la tierra, que producen desplazamientos que consisten en el movimiento de las rocas desde su posición hacia arriba, estas se encuentran muy cercanas a la vía y sobre la misma formación Kss:

Imagen 14.

Cortes A' y B' de las fallas encontradas



Más adelante en el documento se mostrará la ubicación de la vía con su respectiva geología regional y las convenciones de la formación y las fallas, para poder ampliar el contexto geológico.

6.4. GEOMORFOLOGÍA

Anolaima específicamente cuenta con unas laderas de montaña, laderas con influencia coluvial y unas laderas de montaña con influencia coluvial además de contar con unos abanicos, todas estas zonas hacen parte del relieve de Anolaima todo esto debido a los pisos térmicos que se presentan en el lugar donde principalmente se identifican por ser fríos húmedo. (Soto, 2015)

Pero, no todas estas aplican a la vía, es por eso que mediante el estudio y observación de la zona se puede decir que el entorno geomorfológico del talud está definido principalmente por:

Laderas de Montaña: Estas suelen estar conformadas por areniscas, lutitas y cenizas volcánicas, mencionadas con anterioridad en la geología, las cuales geomorfológicamente se pueden presentar fuertemente quebradas a escarpadas, estas en el año 2001 según el Esquema de Ordenamiento Territorial, habían comenzado un proceso geomorfológico de escurrimientos y deslizamientos los cuales se pueden presenciar a día de hoy en la vía, estos se describe en este mismo esquema debido a la erosión de los materiales mencionados. (CONCEJO MUNICIPAL DE ANOLAIMA, 2001)

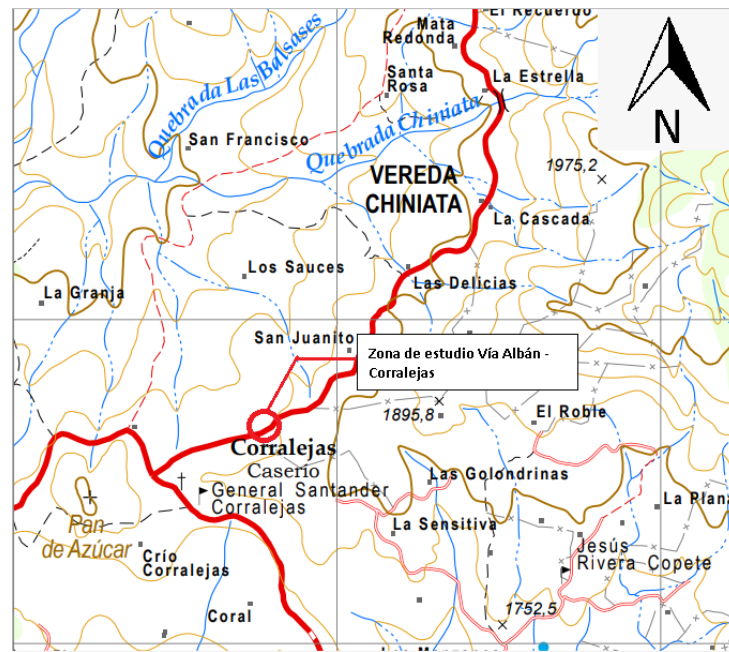
Laderas de Montaña con influencia coluvial: Esta composición geomorfológica se considera característica de la vía debido a que se puede resaltar de igual manera que la anterior la presencia de lutitas, areniscas de matriz fina, arcillas y cenizas que además de estar fuertemente quebradas a escarpadas, también se pueden llegar a ver fuertemente ondulas y también llevan procesos geomorfológicos de solifluxión (Desplazamiento por gravedad formaciones arcillosas), deslizamientos, coladas de barro y escurrimientos. (CONCEJO MUNICIPAL DE ANOLAIMA, 2001)

6.5. HIDROGEOLOGÍA

En la vía donde se presenta este fenómeno se puede identificar según la cartografía presente en el IGAC que pasan las quebradas Peña Negra, Chiniata, Monteguadua, La Mugrosa y además la zona cuenta con seis drenajes intermitentes distribuidos alrededor de la zona de estudio. A continuación se presenta la cartografía mencionada (Imagen 15).

Imagen 15.

Ubicación de la vía con las quebradas aledañas en la cartografía



Fuente. Instituto Geológico Colombiano (2021)

Para comprender mejor lo mostrado con anterioridad se tienen las siguientes convenciones:

Imagen 16.

Convenciones de la cartografía

	Drenaje doble cuerpo de agua		D. intermitente que se dispersa
	Drenaje doble lecho seco		Línea costera
	Canal doble		Jagüey
	Canal sencillo, Acequia		Manantial
	Drenaje permanente		Cascada ó rápido
	D. permanente que se dispersa		Laguna, Madre vieja
	Drenaje intermitente		Otros cuerpos de agua

Fuente. Instituto Geológico Colombiano (2021)

De estas convenciones se resaltan las quebradas que cruzan cerca a la vía que poseen drenaje intermitente y drenaje permanente. En términos de permeabilidad y porosidad del suelo se habla más adelante en el cálculo de parámetros para el perfil geotécnico del suelo.

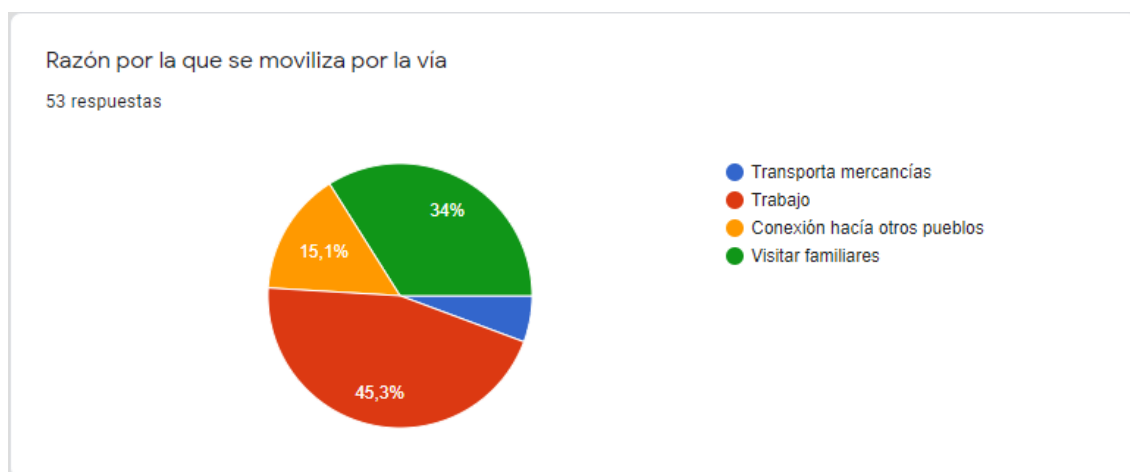
7. ENCUESTAS DE CARACTERIZACIÓN

Debido a que se considera que la problemática presentada afecta a la comunidad que transita con regularidad la vía Alban – Corralejas en el municipio de Anolaima, se realizaron encuestas a algunas personas para ver cómo esto les afecta y si consideran que el estado de la vía representa un inconveniente para sus actividades en el municipio. Las encuestas se plantearon de la siguiente manera:

La primera pregunta se planteó para saber con qué motivo las personas suelen transportarse por la vía ya que de esto depende la frecuencia con que las personas se transportan por la vía y qué tanto puede afectarles (Imagen 17).

Imagen 17.

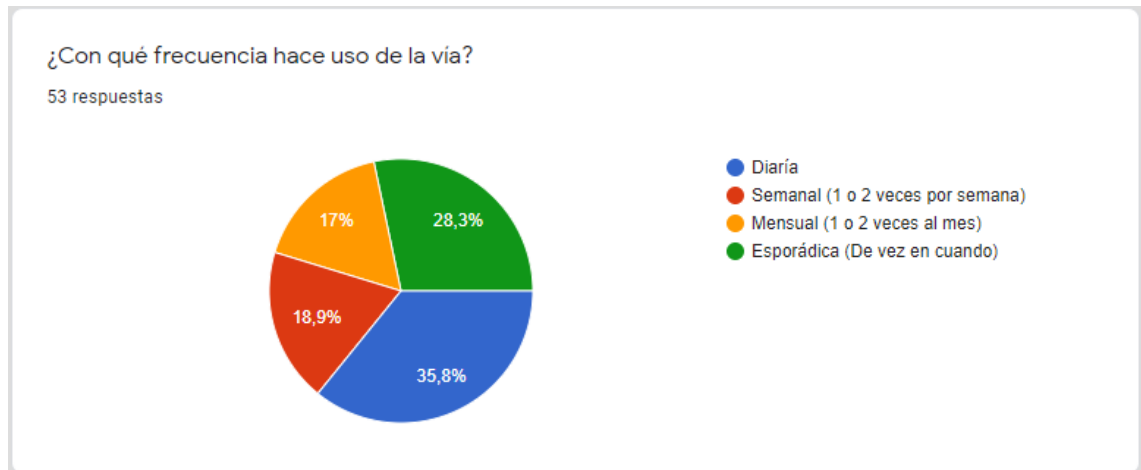
Gráfica de torta de la razón por la que se movilizan por la vía Alban - Corralejas



Como se observa en la gráfica anterior la mayoría de las personas se transportan en la vía por motivos de trabajo principalmente, ya que algunos comentan que sus sitios de trabajo se ubican en zonas aledañas del municipio y deben desplazarse constantemente.

Imagen 18.

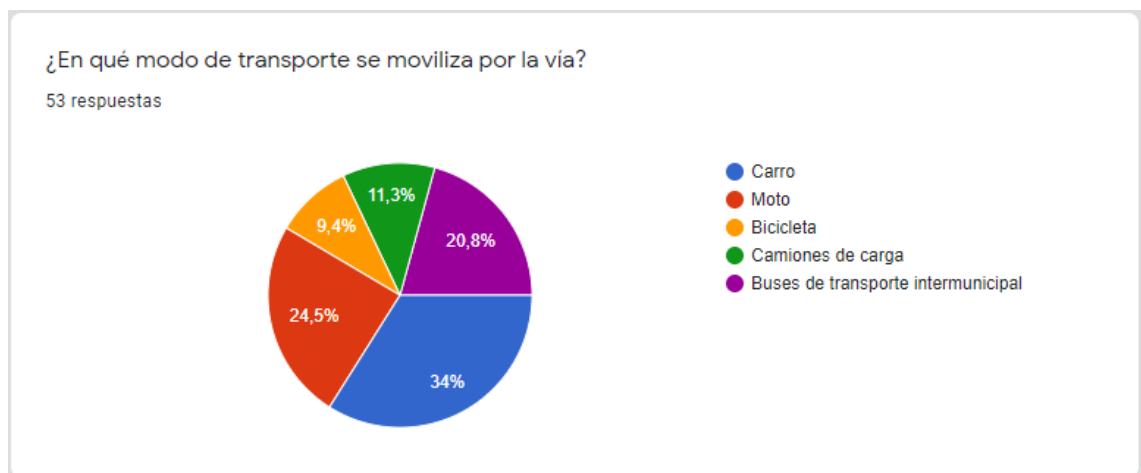
Gráfica de frecuencia del tránsito en la vía



Además, en la *Imagen 18* se realizó la pregunta la frecuencia con que las personas se transportan por la vía ya que no todo el mundo lo hace diariamente como quienes trabajan que, si lo hacen, por otro lado se puede ver que después de las personas que se transportan diariamente predominan las personas que se transportan esporádicamente que se puede dar en épocas vacacionales o visitas familiares.

Imagen 19.

Modo de transporte utilizado con mayor frecuencia



Muchas personas como se observa en la *imagen 19* se movilizan principalmente en carro por la vía, aunque se puede ver que los otros modos también son predominantes.

Imagen 20.

Incidencia de accidentes en la vía Alban - Corralejas



En la *Imagen 20* se le preguntó a las personas si habían escuchado o conocido acerca de algún accidente en la vía, como se observa la mayoría respondió que sí, aunque no han sido accidentes mayores las personas comentan que debido a la cantidad de material desplazado en la vía, algunos automóviles se quedan atascados provocando retrasos en el tráfico.

Imagen 21.

Gráfica de percepción del estado y mantenimiento de la vía

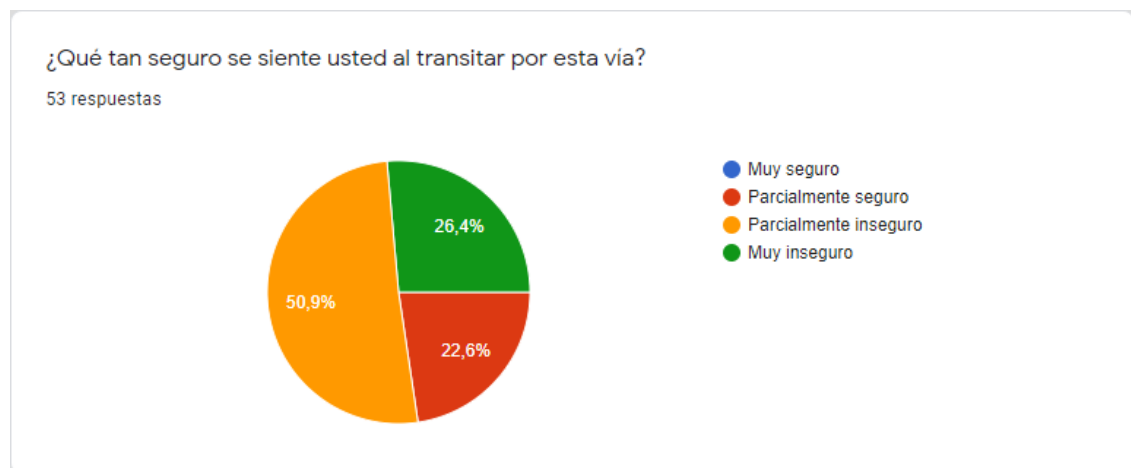


En la gráfica anterior se quiso saber que percepción tiene la población acerca del mantenimiento que se le da a la vía, ya que esta es una vía pequeña y se comenta que no es usual ver un mantenimiento como tal, sino que simplemente cada que ocurre un deslizamiento, el material es removido posteriormente.

Con eso en mente también se quiso saber la percepción de seguridad de las personas cuando transitan por la vía en temporadas lluviosas y se pudo ver que difícilmente las personas se sentían cómodas transitando la vía y que efectivamente pensaban que la situación de la vía afectaba la movilidad de la población.

Imagen 22.

Gráfica de percepción de seguridad al transitar por la vía



Así mismo con esto se quiso confirmar con las siguientes preguntas *Imagen 22* e *Imagen 23* si realmente consideran que la problemática merece una solución y si esta se identifica principalmente en temporadas lluviosas que es donde la población se siente más insegura en la vía.

Imagen 23.

Gráfica de la opinión de la población acerca de si consideran necesario mejorar el estado de la vía



Imagen 24.

Gráfica de la opinión de las personas acerca de en qué temporada consideran que se presenta más los movimientos de remoción en masa



Finalmente se puede determinar que para la muestra de población encuestada los movimientos de remoción en masa presentados en las temporadas lluviosas si pueden afectar sus actividades cotidianas e incluso su seguridad.

8. IDENTIFICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

8.1. LOCALIZACIÓN

El desarrollo del proyecto actual se pretende realizar en una vía aledaña al municipio de Anolaima, la vía Alban Corralejas la cual une la vía principal de Alban Facativá y Anolaima Corralejas, ubicada en las coordenadas geográficas 4°49'21" N y 74°28'20" W, saliendo por la calle 80 con dirección hacia la vía El Rosal Bogotá, conectando con la vía La Vega – El Rosal a 21,6 km de Bogotá, luego toma la vía el Rosal – Facativá hasta la vía transversal 10, para posteriormente seguir por la vía Alban – Facativá, para finalmente tomar la vía Alban – Corralejas a 66,5 km de Bogotá lo que aproximadamente toma un tiempo de 2 horas de camino.

Según aerofotografías tomadas del IGAC en 2009, se puede identificar la aparición de un fenómeno de remoción en masa (*Imagen 25*).

Imagen 25.

Fotografía aérea de la vía Albán – Corralejas donde se presentan los movimientos de remoción en masa.



Fuente. Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

Imagen 26.

Vía Alban - Corralejas y puntos de referencia para la identificación de la zona



Fuente. Google Earth.

8.2. TOPOGRAFÍA

En cuanto a topografía el municipio se encuentra ubicado en el piedemonte sobre un brazo de la cordillera oriental, con una altura aproximadamente de 1.657 metros sobre el nivel del mar, el terreno además está quebrado en un 85% y por esto mismo se dice que posee “un clima de pisos”. (Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres, 2014)

Por medio de la observación del plano topográfico y en campo se puede decir que la zona de estudio es de alta pendiente debido a que la vía se encuentra sobre un macizo rocoso razón por la cual la pendiente del talud de estudio es de 10° respecto al eje vertical según lo visto en campo y lo que plantean las memorias de cálculo del SGC (Servicio Geológico Colombiano).

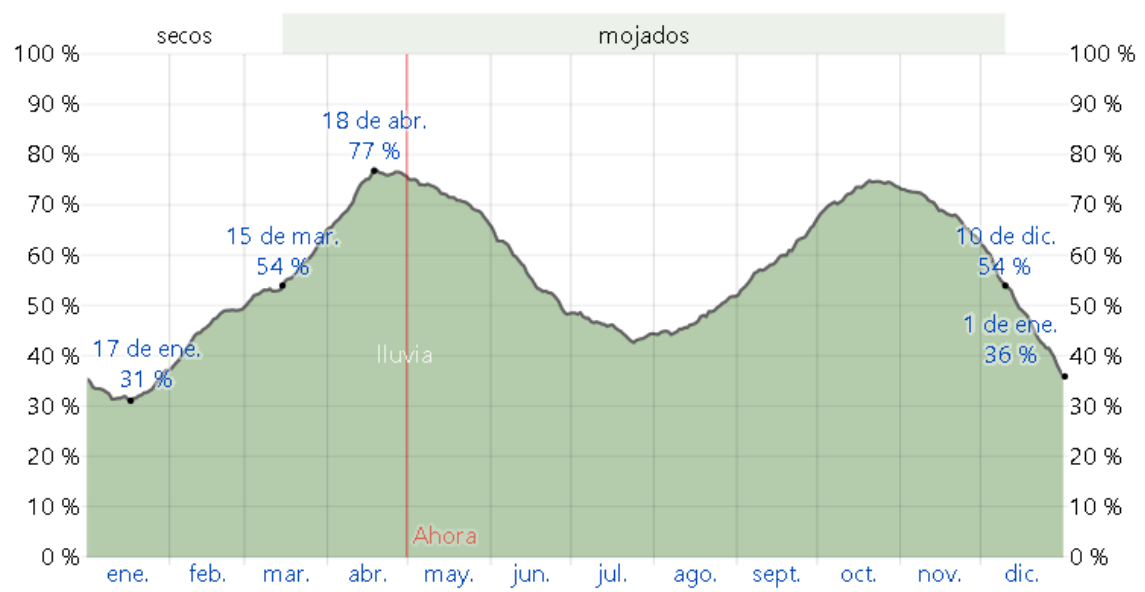
Anolaima se caracteriza por poseer un terreno de varias pendientes de 7% a más 75% los cual coincide con la zona del proyecto según lo planteado por la CAR. (CONCEJO MUNICIPAL DE ANOLAIMA, 2001)

8.3. HIDROLOGÍA

Debido a que la problemática que se presenta se ve influenciada gran parte por las épocas lluviosas como ya se ha mencionado con anterioridad, se realiza un análisis de las precipitaciones para esto se tomó la información suministrada por el portal Weather Spark la cual ha ido recopilando información y presentando promedios desde el año 2014 hasta la fecha actual es decir el 2022, a continuación se presenta una gráfica que muestra el promedio mensual en porcentaje de precipitación:

Imagen 27.

Promedio diario y mensual de precipitación en Anolaima del año 2014 - 2022 (Fecha actual)



Fuente. Portal Web "Weather Spark" (2022)

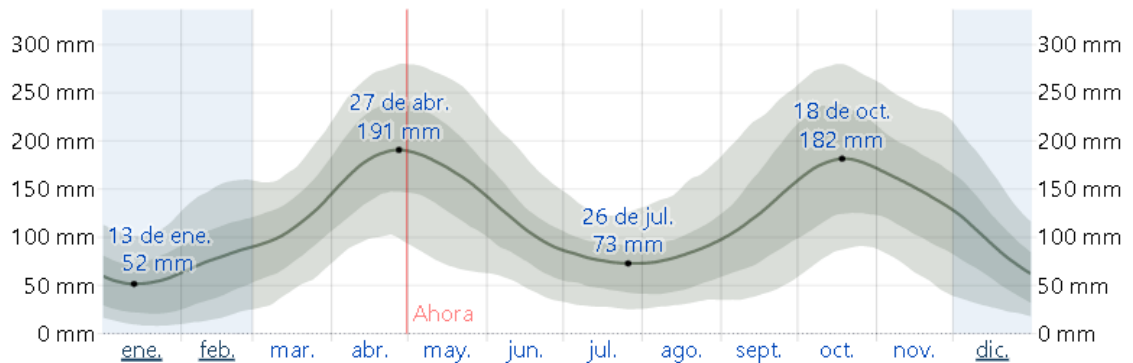
En la *Imagen 27* se puede apreciar picos de precipitación en abril con un 77% y en Noviembre con aproximadamente un 75% lo cual coincide con las épocas en que

más deslizamientos hay en la vía y que incluso se puede apreciar un mayor flujo de agua e incremento del nivel freático a lo largo del talud.

Además, este portal web también muestra información de la lluvia en milímetros que coincide con los porcentajes de precipitación (*Imagen 28*).

Imagen 28.

Precipitación diaria y mensual en el municipio de Anolaima del 2014 - 2022



Fuente. Portal Web "Weather Spark" (2022)

Esta gráfica muestra el promedio con la línea continua y las otras muestran el rango de variación donde los meses más lluviosos son Abril y Noviembre. (Spark, 2022)

8.4. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

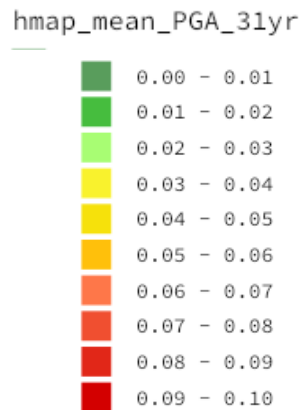
Aunque no se presenta evidencia sobre la incidencia de los sismos sobre los deslizamientos presentados en el talud, se considera importante analizar la microzonificación sísmica de la zona para corroborar esto.

Según la NSR – 10 título A, en la zona donde se ubica el municipio se puede determinar una amenaza sísmica intermedia, esto se muestra en el *Anexo A* de este documento, donde se muestra un mapa del país, esta información no es detallada por lo tanto también se toma la información prestada por parte del Servicio Geológico

Colombiano donde también se puede identificar que la amenaza se encuentra entre el rango intermedio según los siguientes datos presentados (*Imagen 29*).

Imagen 29.

Rangos de amenaza sísmica



Fuente. Servicio Geológico Colombiano

Donde para la zona de la vía Albán Corralejas en el Municipio de Anolaima se obtuvo el rango entre 0.03 a 0.04 (*Imagen 29*) considerándose esto también en comparación con los demás rangos presentados un amenaza intermedia, de hecho no solo en la vía precisamente si no en los lugares y zonas aledaños al lugar.

Teniendo en cuenta la amenaza intermedia se calculan los parámetros sísmicos según la NSR-10, los cálculos se explican en el numeral “15.2. Modelado en Slide” de este mismo documento. (*Tabla 1*)

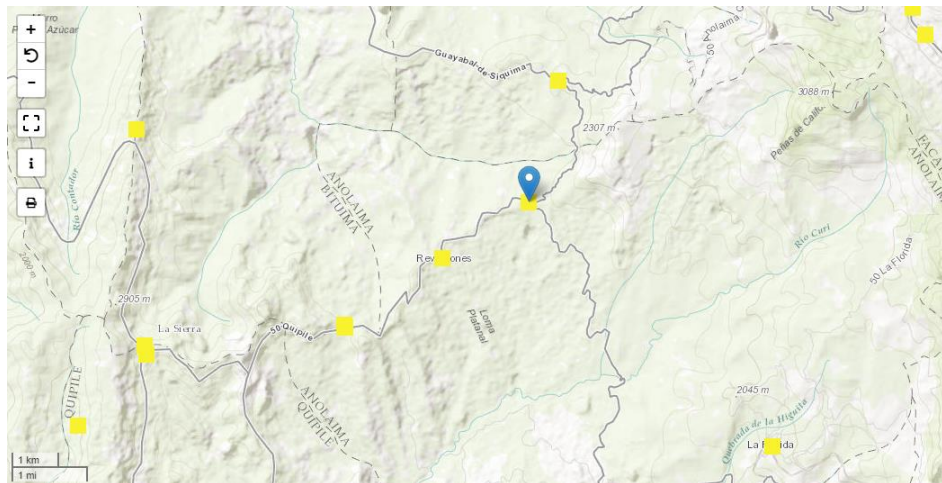
Tabla 1.

Coefficientes sísmicos de la zona según la NSR-10 Título A.

Tabla resumen de coeficientes Sísmicos de la zona		
Coef. Aceleración Horizontal pico efectiva	A_a	0.15
Coef. Velocidad horizontal pico efectiva	A_v	0.2
Coef. Amplificación en periodos Cortos	F_a	1.2
Coef.amplificación aceleración en periodos intermedios	F_v	1.6
TIPO DE SUELO C		

Imagen 30.

Amenaza Sísmica en la Vía Alban Corralejas



Fuente. Servicio Geológico Colombiano

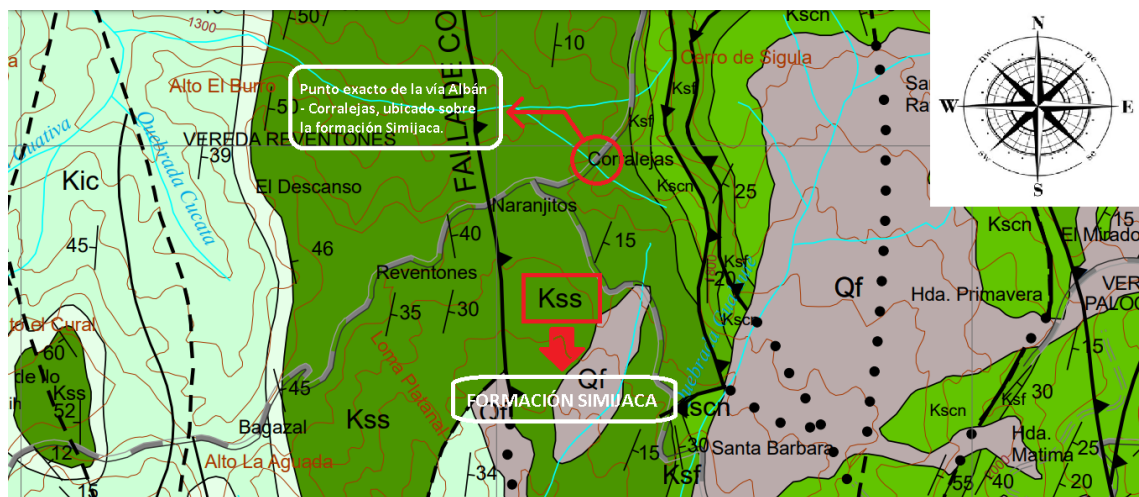
8.5. MARCO GEOLÓGICO

Según la información brindada por Ingeominas en 2001, en la plancha 227 de la Mesa se puede encontrar información geológica exacta de la zona de estudio, la cual pertenece a la formación Simijaca (Kss) descrita como:

“Sucesión de lodolitas y limolitas grises oscuras, con intercalaciones de arenitas cuarzosas, en parte arcillosas” (Ingeominas 2001)

Imagen 31.

Geología Regional Vía Albán - Corralejas

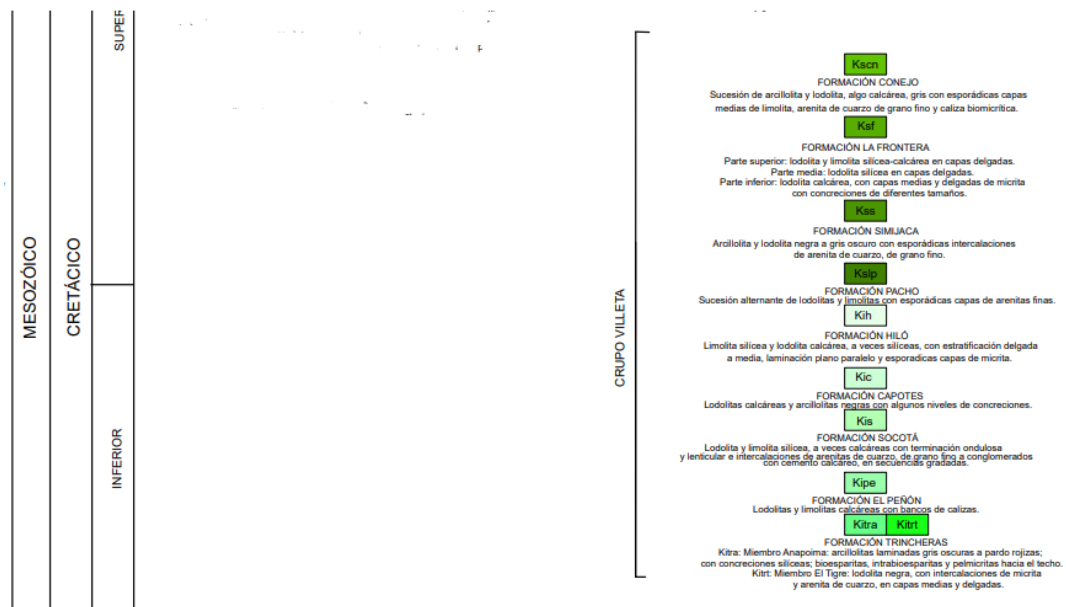


Fuente. INGEOMINAS

Como se observa en la *Imagen 31* el punto donde se ubica la vía se encuentra sobre la Formación Simijaca ya mencionada con anterioridad, además de encontrarse de forma aledaña a las siguientes formaciones también observadas en las siguientes convenciones:

Imagen 32.

Convenciones de las formaciones aledañas a la vía



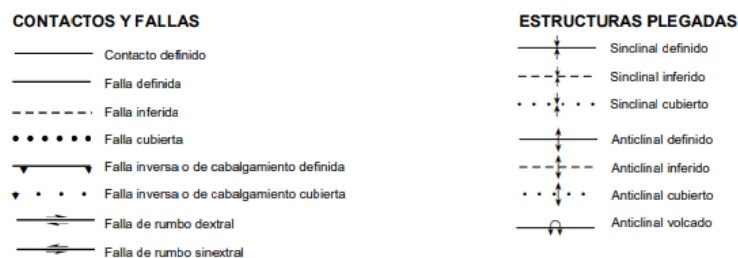
Fuente. INGEOMINAS

Se observa además que la vía se ubica en la Era Mesozoica del cretácico, en el grupo Villeta que posee las características observadas en la *Imagen 32*.

También se puede observar que en la misma formación y cerca de la vía se destacan las siguientes convenciones:

Imagen 33.

Convenciones para fallas y estructuras geológicas



Fuente. INGEOMINAS

Donde de la Imagen 33 se resaltan las dos fallas inversas o de cabalgamiento definidas, denominadas Falla de Corraleja y Falla de Alaban. Y de forma próxima también se puede observar una falla de cubierta que nace de estas dos mismas fallas anteriormente mencionadas, en el apartado “6. MARCO REFERENCIAL”, específicamente en el “6.3. GEOLOGÍA” se detalla las implicaciones que tienen pertenecer a la Formación Simijaca del Grupo Villeta y las fallas próximas a la vía señaladas en la *Imagen 31* de la geología regional.

9. METODOLOGÍA

El tipo de investigación a usar para el desarrollo del proyecto, debe contemplar tanto una parte cualitativa, que permitirá definir datos de caracterización, como podrían ser las encuestas que muestran de qué manera les afecta la problemática a la población y por otro lado se necesita tener en cuenta una parte cuantitativa, la cual se verá reflejada en los resultados de laboratorio. Es así como se puede decir que el tipo de investigación será mixta, al contener parte de las dos mencionadas anteriormente. Para la aplicación de la investigación es necesario recurrir a una técnica de recolección de datos, como por ejemplo la aplicación de encuestas, la recolección y análisis de datos obtenidos en campo.

Tabla 2.

Metodología de trabajo

Objetivo	Actividad	Descripción	Actores
Identificar las condiciones de la zona para determinar la amenaza.	Recopilación de datos del Servicio Geológico Colombiano y una salida de campo.	Inicialmente se hará una búsqueda de datos en el SGC que permita dar un acercamiento de las condiciones que presenta el terreno tanto geológicamente como litológicamente. Posteriormente se hará una visita de campo acompañada del director para determinar las condiciones de la zona.	Estudiantes y director de grado.
Realizar encuestas en las que se determine como el	Aplicar encuestas.	Se diseñarán encuestas por medio de Google	Estudiantes y población del municipio.

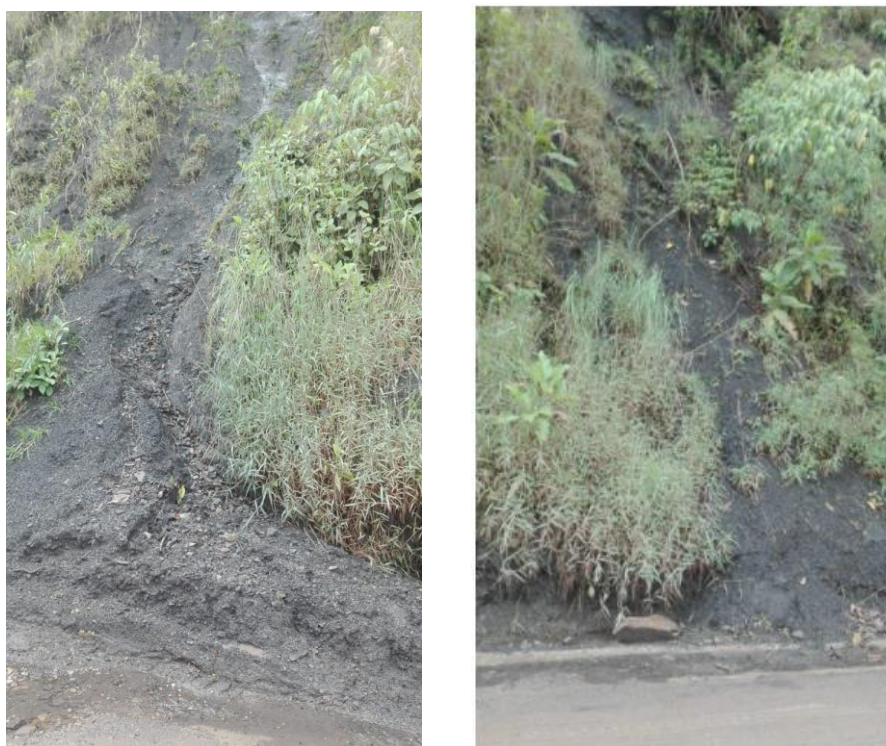
problema afecta a la población en su movilidad.		Formularios que se realizarán a los habitantes del municipio de Anolaima, determinando cómo son afectados por la problemática.	
Analizar los datos obtenidos de campo y laboratorio.	Realización de laboratorios y análisis de datos.	Una vez realizada la salida de campo en la cual se tomó muestras, se llevarán a laboratorio y se realizarán ensayos que permitirán determinar las características del macizo rocoso como por ejemplo sería la obtención de la humedad, gravedad específica, límites, entre otros. Estos datos serán analizados para la definición del tipo de suelo y sus propiedades.	Estudiantes.
Presentar una opción de pre-diseño de estabilización para el talud con la información recopilada.	Pre-diseñar el talud.	Con los datos obtenidos se calcularán los parámetros necesarios que permitan definir las características que debe tener el talud para estabilizar el terreno y se modela el resultado obtenido, verificando que cumpla y sea seguro.	Estudiantes.

10. VISITAS DE CAMPO

Para poder tener más información a detalle y precisa de la que puede brindar la suministrada por parte del IGAC y otras fuentes, se realizaron salidas de campo las cuales además de permitir contemplar la situación del talud de forma visual, se pudo tener la posibilidad de tomar algunas muestras que pudiesen dar cuenta de las características del suelo una vez pasaran por los ensayos de laboratorio. En este espacio se puede dar a conocer la condición de la zona por medio de fotografías realizadas:

Imagen 34.

Fotografía del talud en la vía donde se presentan los movimientos de remoción en masa.



En la *imagen 34* se puede presenciar el desplazamiento del material hasta la parte inferior del macizo rocoso, esta situación se pudo evidenciar en la mayoría de las salidas de campo, donde se podía observar material desplazado en los laterales de la calzada de la vía, además de ramas y vegetación inclinándose hacia la vía. Esto por lo general

coincidió con épocas lluviosas, esto era evidente por el material húmedo y barroso, que desprendía el talud y se solía asentar incluso sobre la vía dificultando el tránsito. Otro factor que pudo dar evidencia de la ocurrencia de estos movimientos de remoción en masa debido al incremento de precipitaciones es que se podía identificar lo siguiente:

Imagen 35.

Fotografía de agua brotando del talud.



En la *imagen 35* se podía identificar el flujo de agua a lo largo del macizo rocoso, cuyo caudal variaba dependiendo de la intensidad de lluvias que se presentara en ese día, esto puede dar evidencia de un suelo saturado con un nivel freático casi en superficie.

Siendo esto así, a continuación se procede a mostrar evidencia fotográfica de las condiciones de la zona que permita dar una visión general de la problemática identificada:

Imagen 36.

Fotografías realizadas a lo largo del tramo de la vía Alban - Corralejas



11. PROCEDIMIENTOS Y RESULTADOS DE LABORATORIO

Una vez se hizo el reconocimiento de la situación real en campo, se realizó una extracción de muestras con la ayuda del tubo Shelby (*Imagen 37*), estas muestras se tomaron a dos profundidades una a 1.15 m (*Imagen 38*) y otra a 2.34 m (*Imagen 39*), como se puede observar no llegaron a ser tan altas debido a que no había el equipo suficiente y el suelo tenía una alta presencia de grava lo cual dificultó más el proceso de extracción, aun así estas muestra permitieron la realización de laboratorios para poder determinar parámetros que serían fundamentales en el pre-diseño que se quiere plantear.

Imagen 37.

Muestras extraídas en el tubo Shelby



La muestra 1 (*Imagen 38*) a simple vista mostraba un alto contenido de roca lo cual impidió la realización de algunos laboratorios como el de densidad y compresión inconfiada que se mostrarán más adelante, mientras que la muestra 2 (*Imagen 39*) se podía ver un gran contenido de suelo con alguna intercalación de rocas, que si permitió el poder hacer estos laboratorios.

Imagen 38.

Muestra 1 a 1.15 m de profundidad



Imagen 39.

Muestra 2 a 2.34 m de profundidad



Debido a que se pudo obtener dos profundidades en el muestreo se realizaron los respectivos laboratorios para cada uno loas cuales dieron los siguientes resultados:

- **Laboratorios de humedad (%w)**

Para la realización de este laboratorio se tomó en cuenta el procedimiento indicado por la norma INV E – 122 – 13 denominada “DETERMINACIÓN EN EL LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE MUESTRAS DE SUELO, ROCA Y MEZCLAS DE SUELO –AGREGADO”

Tabla 3.

Resultados obtenidos en el laboratorio de humedad para la muestra 1

Muestra 1			
Prof:	1.15		m
No. Ensayo	1	2	3
w. recipiente (g)	44.49	43.03	281
w. recipiente + suelo húmedo (g)	189.5	210.4	1349
w. recipiente + suelo seco (g)	156.06	176.81	1147
w. suelo húmedo (g)	145.01	167.37	1068
w. suelo seco (g)	111.57	133.78	866
% W	30%	25%	23%
Promedio =	26%		

Tabla 4.

Resultados obtenidos en el laboratorio de humedad para la muestra 2

Muestra 2			
Prof:	2.34		m
No. Ensayo	1	2	3
w. recipiente (g)	51.45	43.79	40.58
w. recipiente + suelo húmedo (g)	160.5	137.8	189.15
w. recipiente + suelo seco (g)	131.19	113.31	157.45
w. suelo húmedo (g)	109.05	94.01	148.57
w. suelo seco (g)	79.74	69.52	116.87
% W	37%	35%	27%
Promedio =	33%		

- **Laboratorio de Densidad**

El laboratorio para poder calcular la densidad se realizó únicamente para la muestra hallada a 2.34 m, debido a que la muestra de 1.15 m de profundidad tenía un alto contenido de roca y muy poco de suelo, lo cual dificultó el poder tener la muestra para este laboratorio, por lo tanto la *Tabla 5* muestra los datos de densidad a 2.34 m.

Tabla 5.

Resultados obtenidos en el laboratorio de densidad para la muestra 2

Muestra 2		
Prof:	2.34	m
No. Ensayo	1	2
w. suelo (g)	64.87	87.89
w. suelo+parafina (g)	72.74	96.89
w. biker vacío (g)	216.43	196.61
w. biker + agua(300ml) (g)	528.63	483.17
Biker con muestra (ml)	350	350
w. biker + suelo paraf. (g)	601.21	580.57
w. parafina	7.87	9
Densidad Paraf. (g/cm ³)	0.8	0.8
Densidad Agua. (g/cm ³)	0.998	0.998
Vt (cm ³)	50	50
Volumen Paraf (cm ³)	9.84	11.25
Vol suelo (cm ³)	40.16	38.75
Densidad (g/cm ³)	1.62	2.27
Densidad T	1.94	

Imagen 40.

Muestra 2 cubierta de parafina en el vaso precipitado con agua



- **Laboratorios de gravedad específica**

La ejecución de este laboratorio se realizó teniendo en cuenta la norma INV E – 128 – 13 denominada “DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS DE LOS SUELOS Y DEL LLENANTE MINERAL, EMPLEANDO UN PICNÓMETRO CON AGUA”, siguiendo los parámetros indicados para la calibración del picnómetro y el procedimiento posterior.

Imagen 41.

Muestra en el picnómetro con agua



Tabla 6.

Resultados obtenidos en el laboratorio de gravedad específica para la muestra 1

Muestra 1				
Prof:	1.15			m
No. Ensayo	1	2	3	4
w. recipiente (g)	44.49	43.03	44.49	43.03
w. recipiente + suelo seco (g)	83.57	82.19	83.28	81.9
w. suelo seco (g)	39.08	39.16	38.79	38.87
w. picnómetro + agua + suelo (g)	370.88	371.67	358.87	373.81
w. picnómetro + agua (g)	346.47	347.55	334.85	349.93
GRAVEDAD ESPECÍFICA	2.664	2.604	2.626	2.593
Promedio =	2.622			

Tabla 7.

Resultados obtenidos en el laboratorio de gravedad específica para la muestra 2

Muestra 2			
Prof:	2.34		m
No. Ensayo	1	2	3
w. recipiente (g)	51.45	43.79	40.58
w. recipiente + suelo seco (g)	90.44	82.71	79.67
w. suelo seco (g)	38.99	38.92	39.09
w. picnómetro + agua + suelo (g)	374.42	359.31	369.38
w. picnómetro + agua (g)	349.24	334.48	345.11
GRAVEDAD ESPECÍFICA	2.823	2.762	2.638
Promedio =	2.741		

- Límites de Atterberg

Límite líquido:

El procedimiento realizado en el laboratorio se tomó del especificado en la norma INV E – 125 – 13 denominado “DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS”.

Tabla 8.

Resultados obtenidos en el laboratorio de límite líquido para la muestra 1

Muestra 1			
Prof:	1.15		m
No. Ensayo	1	2	3
w. recipiente (g)	14.31	14.54	14.38
w. recipiente + suelo húmedo (g)	27.15	26.76	30.54
w. recipiente + suelo seco (g)	23.33	23.11	25.66
# Golpes	39	31	20
w. Suelo seco (g)	9.02	8.57	11.28
w. Suelo húm (g)	12.84	12.22	16.16
%W	42.35%	42.59%	43.26%
LL	42.94%		

Imagen 42.

Gráfica para el cálculo del límite líquido para la muestra 1 (w% vs #Golpes)

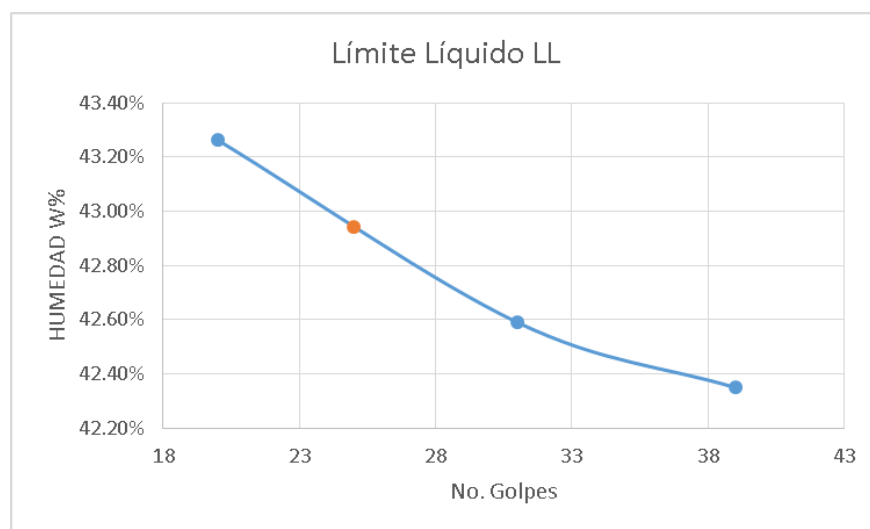


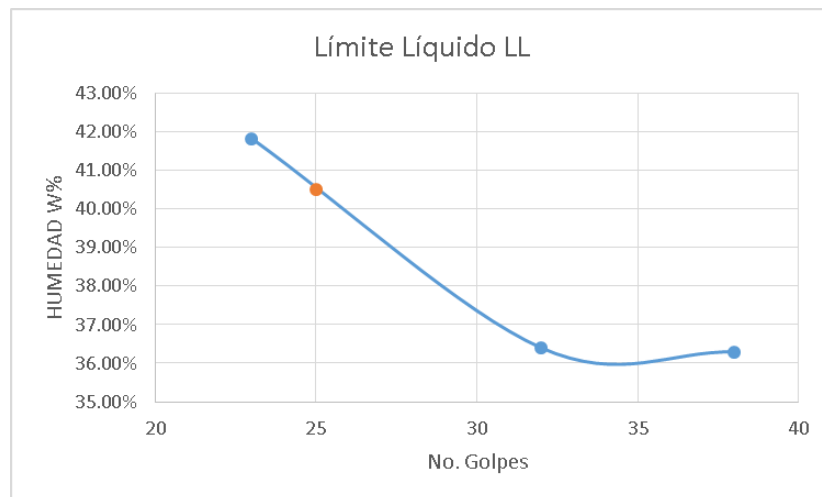
Tabla 9.

Resultados obtenidos en el laboratorio de límite líquido para la muestra 2

Muestra 2			
Prof:	2.34		m
No. Ensayo	1	2	3
w. recipiente (g)	13.95	17.48	14.48
w. recipiente + suelo húmedo (g)	36.18	36.59	36.72
w. recipiente + suelo seco (g)	30.26	31.49	30.16
# Golpes	38	32	23
W. Suelo seco (g)	16.31	14.01	15.68
w. Suelo húm (g)	22.23	19.11	22.24
%W	36.30%	36.40%	41.84%
LL	40.50%		

Imagen 43.

Gráfica para el cálculo del límite líquido para la muestra 2 (w% vs #Golpes)



Límite plástico:

La normativa para la realización de este ensayo es la INV E – 126 – 13 denominada “LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS”.

Tabla 10.

Resultados obtenidos en el laboratorio de límite plástico para la muestra 1

Muestra 1		
Prof:	1.15	m
No. Ensayo	1	2
w. recipiente (g)	14.38	17.48
w. recipiente + suelo húmedo (g)	24.97	29.69
w. recipiente + suelo seco (g)	22.71	27.15
w. Suelo seco (g)	8.33	9.67
w. Suelo húm (g)	10.59	12.21
%W	27%	26%
LP	26.70%	
IP	16.24%	
Medium Plasticity		

Tabla 11.

Resultados obtenidos en el laboratorio de límite plástico para la muestra 2

Muestra 2		
Prof:	2.34	m
No. Ensayo	1	2
w. recipiente (g)	14.3	14.54
w. recipiente + suelo húmedo (g)	27.1	24.59
w. recipiente + suelo seco (g)	24.47	22.48
w. Suelo seco (g)	10.17	7.94
w. Suelo húm (g)	12.8	10.05
%W	26%	27%
LP	26.22%	
IP	14.28%	
Medium Plasticity		

Contracción:

El procedimiento de este ensayo se basa en la norma INV E – 127 – 13 denominada “DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CONTRACCIÓN DE LOS SUELOS”.

Tabla 12.

Resultados obtenidos en el laboratorio de contracción para la muestra 1

Muestra 1		
Prof:	1.15	m
No. Ensayo	1	2
h. recip (cm)	1.30	1.30
Ø recip (cm)	3.90	4.00
w. recipiente (g)	50.51	65.65
w. recipiente + suelo húmedo (g)	77.00	91.15
w. recipiente + suelo seco (g)	69.59	84.00
w. suelo húm (g)	26.49	25.50
w. suelo seco (g)	19.08	18.35
Vol. Suelo húmedo (cm ³)	15.53	16.34
Vol. Suelo seco (cm ³)	15.03	15.84
W%	39%	39%
LC	36%	36%
LC	36%	

Tabla 13.

Resultados obtenidos en el laboratorio de contracción para la muestra 2

Muestra 2		
Prof:	2.34	m
No. Ensayo	1	2
h. recip (cm)	1.20	1.20
Ø recip (cm)	3.90	3.90
w. recipiente (g)	51.91	67.97
w. recipiente + suelo húmedo (g)	78.68	93.00
w. recipiente + suelo seco (g)	71.63	86.20
w. suelo húm (g)	26.77	25.03
w. suelo seco (g)	19.72	18.23
Vol. Suelo húmedo (cm ³)	14.34	14.34
Vol. Suelo seco (cm ³)	13.84	13.84
W%	36%	37%
LC	33%	35%
LC	34%	

- **Granulometría**

Para poder realizar el análisis granulométrico se tiene en cuenta inicialmente el procedimiento de preparación indicado en la norma INV E – 106 – 13 “PREPARACIÓN DE MUESTRAS DE SUELO POR VÍA SECA PARA ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO Y DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES FÍSICAS”

Tabla 14.

Resultados obtenidos de la granulometría

No. Tamiz	mm	w. recip + suelo que retiene el tamiz (g)	w. suelo (g)	%	
Tamiz 3"	76.2	1066	784	26	72
Tamiz 2"	50.8	1323	1041	34	65
Tamiz 1(1/2)"	38.1	461	179	6	58
Tamiz 1"	25.4	298	16	1	51
Tamiz 3/4"	19.1	317	35	1	44
Tamiz 3/8"	9.53	315	33	1	37
Tamiz No. 4	4.76	414	132	4	30
Tamiz No. 10	2	610	328	11	26
Tamiz No. 40	0.42	648	366	12	14
Tamiz No. 100	0.149	371	89	3	3
Tamiz No. 200	0.074	344	61.94	2	2

D60	42
D30	4.75
D10	0.29
Cu	144.828
Cc	1.85242

Imagen 44.

Curva granulométrica

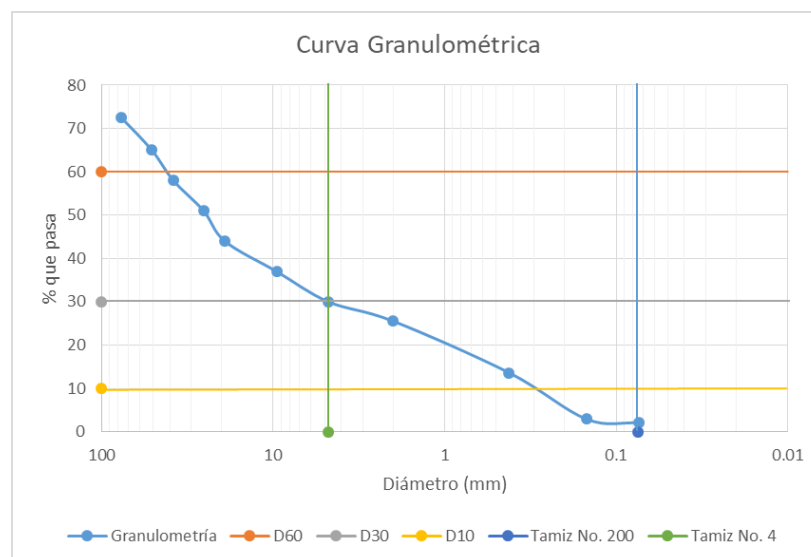


Imagen 45.

Muestra retenida en cada tamiz.



- **Hidrometría**

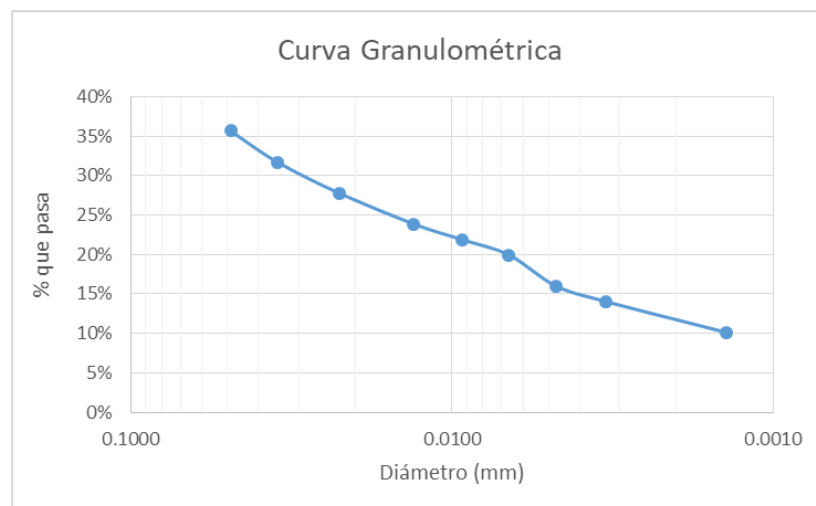
Tabla 15.

Datos obtenidos del ensayo de hidrometría

Tiempo (min)	Lectura del Hidrómetro R	R_{cp}	% que pasa	R_{cl}	L(cm)	A	D (mm)
1	24	18.15	36%	25	12.2	0.014	0.0489
2	22	16.15	32%	23	12.5	0.014	0.0350
5	20	14.15	28%	21	12.9	0.014	0.0225
15	18	12.15	24%	19	13.2	0.014	0.0131
30	17	11.15	22%	18	13.3	0.014	0.0093
60	16	10.15	20%	17	13.5	0.014	0.0066
120	14	8.15	16%	15	13.8	0.014	0.0047
250	13	7.15	14%	14	14.0	0.014	0.0033
1440	11	5.15	10%	12	14.3	0.014	0.0014

Imagen 46.

Curva granulométrica obtenida de la hidrometría



- **Compresión Inconfinada**

Se siguió el procedimiento indicado en la norma INV E – 152 – 13 denominada “COMPRESIÓN INCONFINADA EN MUESTRA DE SUELOS”, cabe recalcar que para este laboratorio se debió remoldar la muestra y se tomó solo la 2 que se encontraba a una profundidad de 2.34 m.

Tabla 16.

Resumen de los datos obtenidos por el equipo de compresión inconfinada

Ø muestra (cm)	3.7
Área (cm ²)	10.75
L (cm)	6.9
W (g)	141.09
ΔL (cm)	1.10228
Deformación	0.1025
E (Kpa)	3302.32

Una vez se realizó el ensayo se obtuvo la gráfica mostrada en la *Imagen 40*, en la que se observa una variación en los datos, como unos saltos en los esfuerzos, esto es debido a que la muestra como ya se mencionó con anterioridad posee un gran porcentaje de grava en su interior lo cual ocasiona que al realizar la compresión del material genere una mayor resistencia a la deformación antes de llegar al punto máximo donde la muestra finalmente presenta la falla.

Imagen 47.

Gráfico de esfuerzo vs deformación obtenido del ensayo de compresión inconfinada

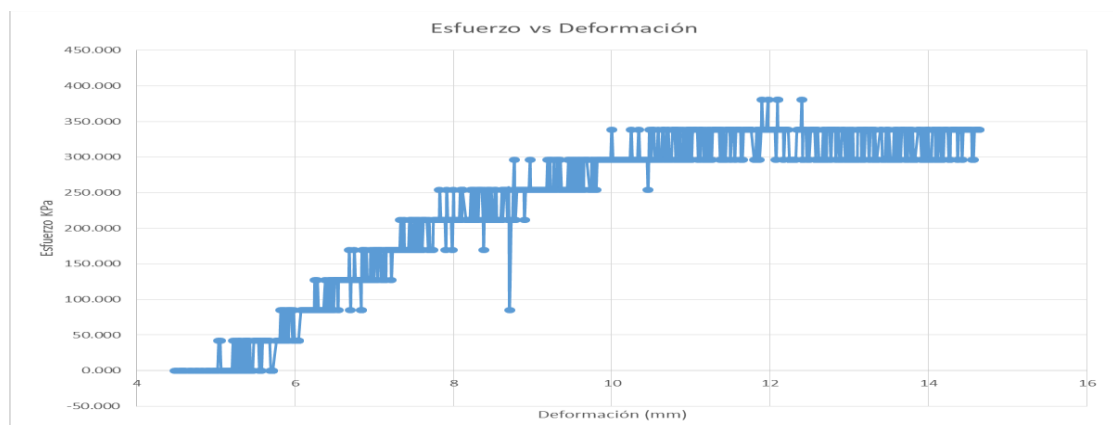


Imagen 48.

Imágenes tomadas del ensayo de compresión inconfiada



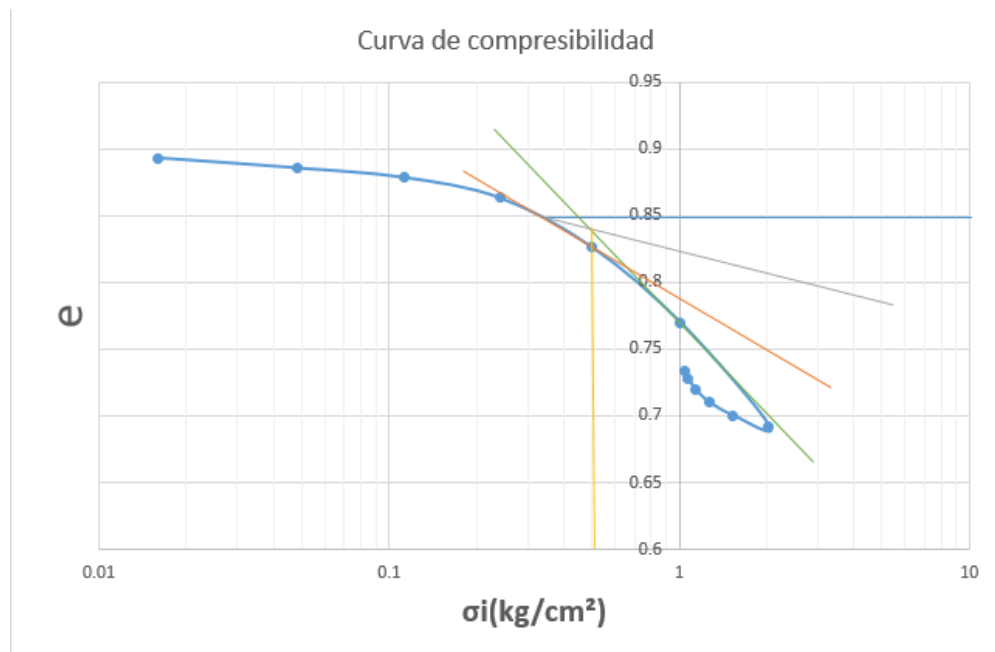
- **Consolidación**

Este laboratorio solo se pudo realizar con la muestra número dos, pero, en su realización se presentaron algunos inconvenientes, ya que como se había mencionado la primer muestra contenía bastantes rocas lo cual dificultaba incluso remodelara, lo

cual si se hizo con la segunda, aun así esta muestra también llegó a mostrar la presencia de rocas durante el ensayo lo cual hacía que las mediciones no fuesen tan precisas, a continuación se muestra el resultado final con la curva de compresibilidad obtenida (Imagen 42):

Imagen 49.

Curva de compresibilidad obtenida del laboratorio de consolidación



De donde se obtuvo el siguiente esfuerzo de pre consolidación:

$\sigma'_c(\text{kg/cm}^2) =$	0.5
-------------------------------	-----

12. PERFIL GEOTÉCNICO

Una vez realizado el análisis y cálculos respectivos de los laboratorios realizados a las dos muestras extraídas se procedió a clasificar la información entre estas dos profundidades y obtener parámetros faltantes para poder establecer un perfil y el tipo de suelo correspondiente a este mismo.

Inicialmente se tiene los parámetros obtenidos en laboratorio (*Tabla 17*):

Tabla 17.

Resumen de los datos obtenidos en laboratorio para cada muestra.

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	W%	$\rho(\text{g/cm}^3)$	Gs	LIMITES DE ATTERBERG			
						LL	LP	IP	LC
1	0	1.15	26%	1.15	2.622	42.43%	26.70%	16.24%	36%

	1.15								
2	1.15	1.19	33%	1.94	2.741	40.50%	26.22%	14.28%	34%

	2.34								

Anteriormente con ayuda de la granulometría presentada en los laboratorios y los resultados obtenidos por el D60, D30, D10, Cu y el Cc (*Tabla 13*) y en la curva granulométrica presentada (*Imagen 44*) se puede realizar la clasificación del suelo por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO) (*Tabla 18*).

Tabla 18.

Clasificación de las muestras según SUCS y AASHTO.

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN	
		SUCS	AASHTO
1	0	GM - ML	A-2-7

	1.15		
2	1.15	GM - ML	A-2-4

	2.34		

Se observa en la *tabla 17* que tanto para la muestra 1 como para la 2 se puede apreciar suelo constituido principalmente por grava con algo de limo de baja plasticidad. En cuanto a lo descrito por AASHTO si llega a diferir entre cada muestra el

resultado, para la primera muestra se tiene una clasificación de grupo A – 2 y subgrupo A – 2 – 7 que hace referencia a “Suelos granulados arcillosos o barrosos. Arenas y gravas con un alto índice de plasticidad”, la segunda muestra también se ubica en el grupo A – 2 pero, en el subgrupo A – 2 – 4 que indica “Suelos granulados arcillosos o barrosos. Arenas y gravas con un alto contenido de finos”.

Al analizar la clasificación se pudo observar que ambos sistemas coincidían en que es un suelo granular, en este caso grava con un contenido de finos que se pudo identificar que se trataba de limos con ayuda también del marco geológico descrito con anterioridad. Siendo esto así se determinó que se tomaría la clasificación brindada por SUCS, además de poder observar que ambas muestras hacen parte del mismo tipo de suelo.

Posteriormente se calcularon parámetros necesarios para análisis con ayuda de correlaciones teniendo como base los datos que se habían obtenido en laboratorio, estos parámetros fueron el peso específico, relación de vacíos y porosidad (*Tabla 19*).

Tabla 19.

Parámetros para diseño obtenidos por medio de correlaciones.

$\gamma(\text{KN/m}^3)$	e	η
11.262	0.685	0.407
19.028	0.906	0.475

Una vez analizados tanto los parámetros como la clasificación de ambas muestras se llegó a la conclusión de que eran similares y que no se podía tener varios estratos con el nivel de profundidad con el que se realizó el muestreo, es por esto que se tomaron los valores que presenten peores condiciones para el diseño y se decidió realizar el perfil con solo un estrato y observar cómo se comporta de esta manera al modelarlo en Phase2 y Slide.

Muchos de los parámetros tomados fueron los de la muestra 2 ya que además se tenían laboratorios como compresión inconfiada, con la cual se pudo obtener el Módulo Young que se muestra a continuación:

$$E = 3302.32 \text{ Kpa}$$

En cuanto a la relación de poisson se tomó un valor comúnmente usado para el tipo de suelo de 0.4. Y el módulo de corte se obtuvo de la siguiente manera con los parámetros anteriores:

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)} \rightarrow G = \frac{3302.32 \text{ Kpa}}{2 * (1 + 0.4)}$$

$$G = 1179.40 \text{ Kpa}$$

Otro parámetro necesario fue la cohesión no drenada para el cual fue necesario recurrir a correlaciones entre ecuaciones de la ley de Hooke y el coeficiente de poisson dado con anterioridad. Obteniendo como resultado:

$$C_u = 7.42 \text{ Kpa}$$

Y finalmente se obtuvo el ángulo de fricción a través de ecuaciones experimentales brindadas por autores como Costet en 1975 y Cornforth 1964 que se relacionaba directamente con la relación de vacíos, dando como resultado:

$$\phi = 29,765 * e^{-0,4115}$$

$$\phi = 34.77$$

Finalmente se realizó un resumen del perfil con los parámetros que se usaran posteriormente para el diseño (Tabla 19):

Tabla 20.

Tabla de resumen con los parámetros para el diseño.

Estrato	SUCS	Profundidad (m)	Parámetros		Laboratorio
Grava con limo de baja plasticidad	GM - ML	0 - 2.34	c	KN/m2	7.42
			Φ	°	34.77
			γ	KN/m3	19.028
			E	KN/m2	3302.32

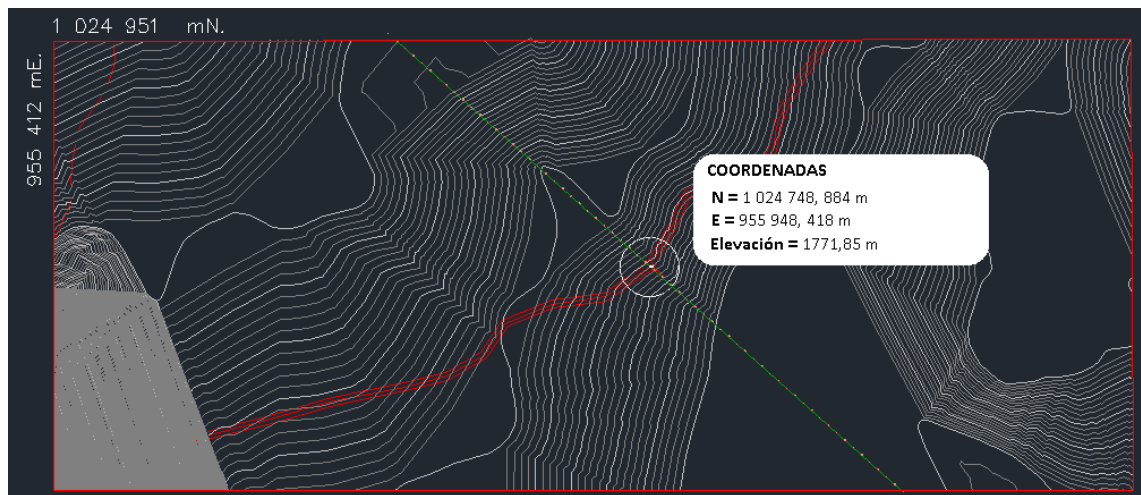
13. MODELADO EN PHASE2 Y SLIDE

Una vez obtenidos los parámetros de diseño en el perfil se procedió a modelar el talud en AutoCAD para después exportarlo a Phase2 y Slide.

Para poder tomar el perfil de la zona se tomó la topografía obtenida en el Servicio Geológico Colombiano (*Anexo B*), se georreferenció y se exportó a Civil3D (*Imagen 50*) donde se pudo generar el perfil justo en la zona donde se ubica el talud.

Imagen 50.

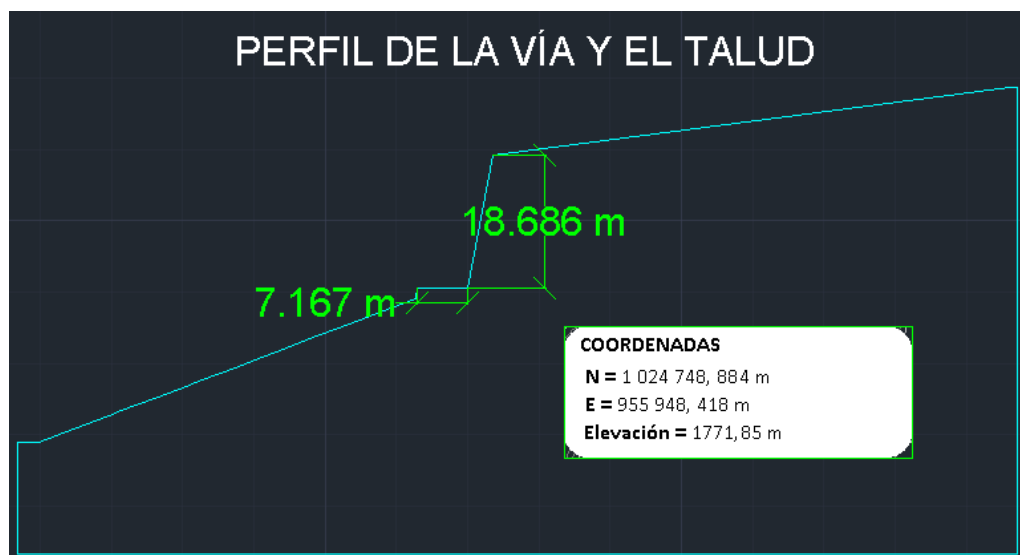
Vista en planta de la Vía Alban – Corralejas con la curvas de nivel trazadas en Civil3D.



Quedando el siguiente perfil para exportar:

Imagen 51.

Vista en perfil de la vía y el talud en AutoCAD.



13.1. Modelado en Phase2

Inicialmente se definió las propiedades del material en Phase2 con los datos obtenidos anteriormente en los laboratorios como se muestra en la *Imagen 52*.

Imagen 52.

Propiedades del material en Phase2.

GM-ML

Name: GM-ML Material Color: [Grey]

Initial Element Loading: Field Stress & Body Force Unit Weight: (kN/m3): 19.028

Elastic Properties

Elastic Type: Isotropic Poisson's Ratio: 0.4

Young's Modulus (kPa): 3302.32 Young's Modulus (resid) (kPa): 20000

E1 (kPa): 20000 E2 (kPa): 20000 E3 (kPa): 20000

v12: 0.2 v13: 0.2 v23: 0.2

Strength Parameters

Failure Criterion: Mohr Coulomb Material Type: Plastic

Tensile Strength (peak) (kPa): 0 Dilation Angle (deg): 0

Fric. Angle (peak) (deg): 34.77 Fric. Angle (resid) (deg): 34.77

Cohesion (peak) (kPa): 7.42 Cohesion (resid) (kPa): 7.42

Tensile Strength (resid) (kPa): 0

☐ Stage Properties ☐ Datum Dependent Unsaturated Shear Strength

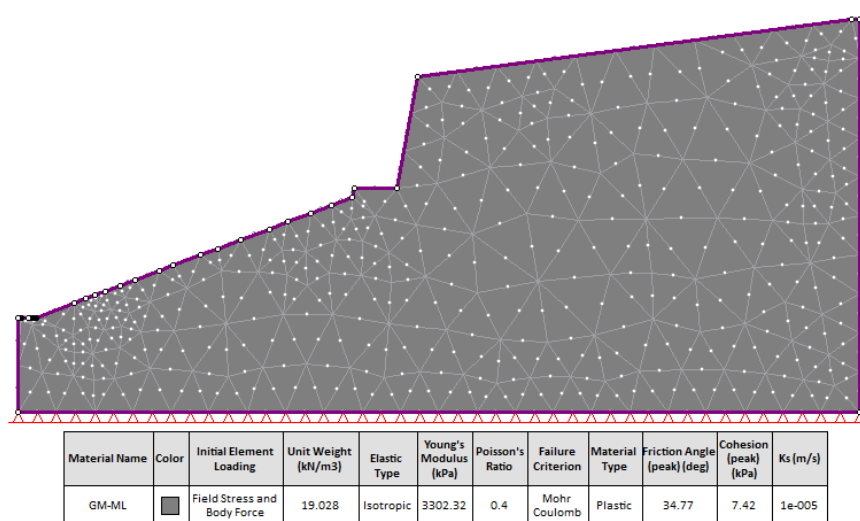
Phi b: 0 Air Entry (kPa): 0

☐ Show only properties used in model OK Cancel

Después se establecieron los apoyos, la configuración de la malla y demás parámetros que requería el software (*Imagen 53*).

Imagen 53.

Modelo configurado en Phase2.



Como se observa en la *imagen 53*, en la tabla inferior están los parámetros ya establecido en el perfil, pero, además se encuentra un parámetro Ks en (m/s), el cual se refiere a la permeabilidad del suelo, que para este caso se tomó la sugerencia de la *tabla 21*, la cual se acercaba más al tipo de suelo de este caso en concreto.

Tabla 21.

Coeficiente de permeabilidad según el tipo de suelo.

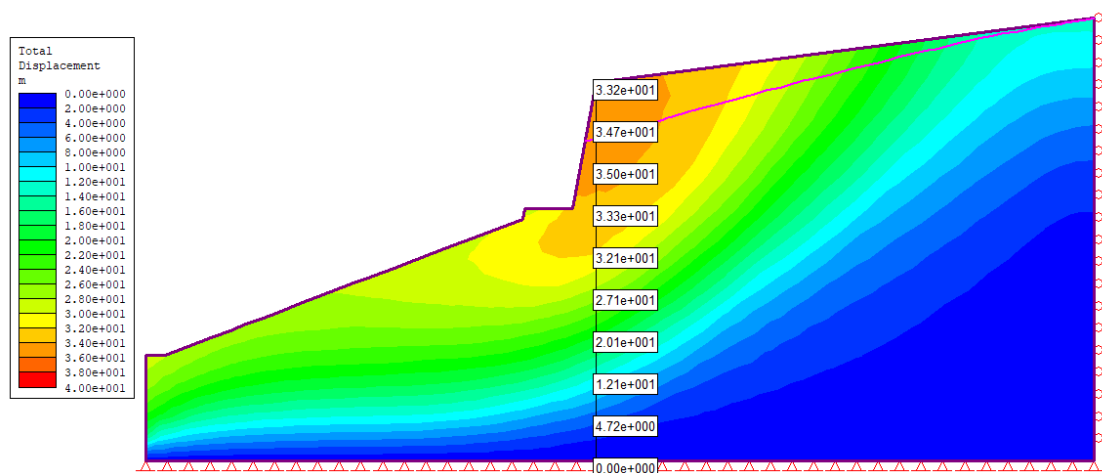
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K)												
K (cm/s)	10 ²	10 ¹	10	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno						Malo		Prácticamente Impermeable			
Relleno Sanitario	Pésimo									Bueno		
Tipo de Suelo	Grava Gruesa (cascajo)	Arena limpia Arena Mezclada con grava		Arena muy fina, suelos orgánicos e inorgánicos, mezcla de limo-arenoso y arcilla Suelo Impermeable; por ejemplo: arcilla homogénea debajo de la zona de intemperización					Suelo impermeable modificado por efecto de la vegetación y la intemperización			

Nota. FIERRO LOSADA, PARRA GÓMEZ y VÁSQUEZ OLAYA, 2017.

Una vez se ejecuta el modelo se pueden obtener resultados para varios parámetros como el que se muestra en la siguiente imagen:

Imagen 54.

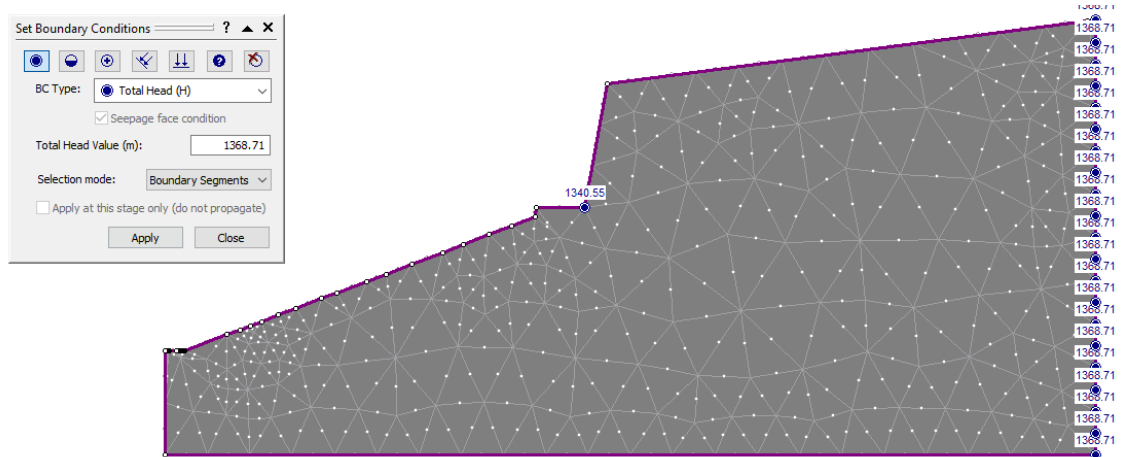
Desplazamientos totales obtenidos por Phase2.



Es de resaltar que en la *imagen 54* se observa una línea rosa la cual representa el nivel freático del modelo, este se ubicó teniendo en cuenta lo mencionado con anterioridad en el apartado de “Visitas de campo” referente a la *Imagen 35* donde se puede observar agua fluyendo del macizo rocoso, por lo tanto se puede llegar a concluir que el nivel freático se encuentra aproximadamente en superficie. Pero, para poder conocer realmente el comportamiento del mismo Phase2 brinda la opción de calcular el nivel freático por medio del “Análisis de Elementos Finitos” y de este modo poder establecer condiciones de frontera teniendo en cuenta que inicialmente el nivel freático se encuentra aproximadamente en superficie como se muestra en la siguiente imagen:

Imagen 55.

Condiciones de frontera para el cálculo del nivel freático en Phase2.



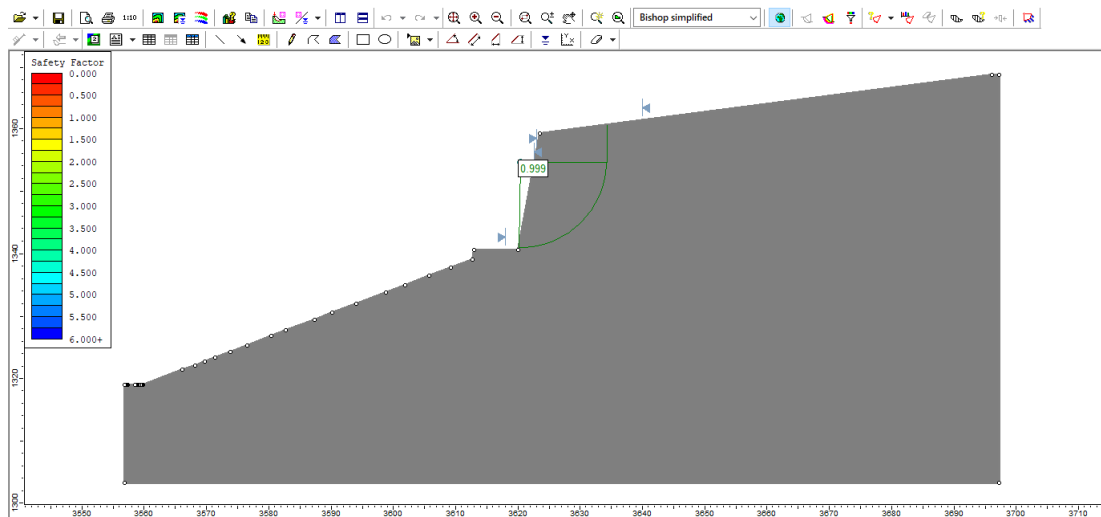
Así finalmente volviendo, en la *imagen 54* se pueden ver los resultados de los desplazamientos totales en metros, los cuales se deben tener en cuenta en el diseño ya que se busca reducirlos lo máximo posible.

13.2. Modelado en Slide

Con el modelo ya realizado en Phase2 fue más sencillo exportarlo con todas sus características, pero, en este caso se buscaba obtener el factor de seguridad que debía ser 1.0 inicialmente porque a partir de este valor se considera la presencia de la falla que se busca contener, para lo cual se realizó un retro cálculo que coincidiera con la forma de la falla que se puede observar en campo (*Imagen 56*), cabe resaltar que el retro cálculo arroja diferentes factores de seguridad dependiendo el método que se aplique, en este caso se tomó como referencia Bishop Simplificado también observado en la siguiente imagen:

Imagen 56.

Modelo en Slide con retro cálculo y método de Bishop Simplificado.



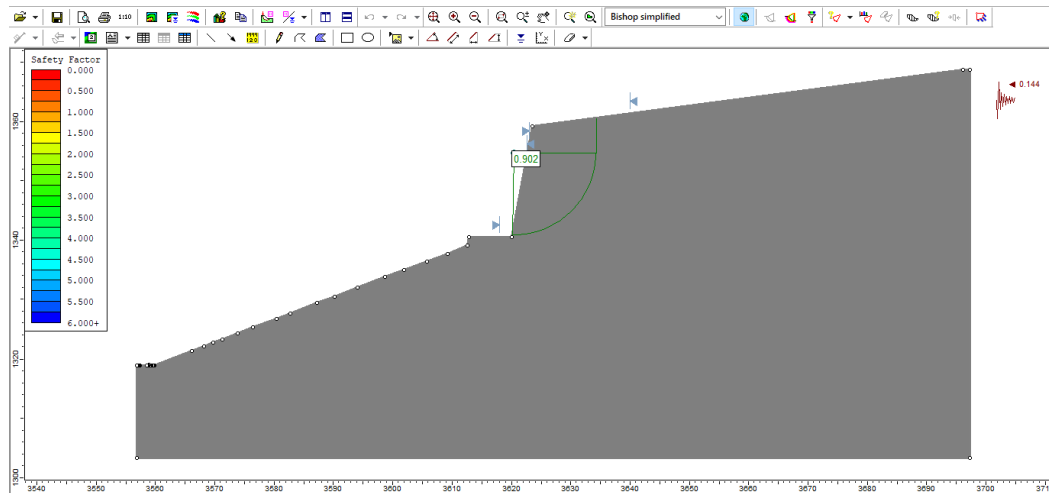
Como se observa en la imagen anterior el factor de seguridad de 0.999 se aproxima al 1.0 que es necesario.

Por otro lado también es necesario también considerar la solución del análisis en condiciones seudoestáticas que se definen por un coeficiente sísmico, al tener esto en cuenta los factores de seguridad para análisis cambian y en este caso específico el

factor de seguridad mínimo de 1.0 no aplica y se puede iniciar el diseño con el que muestra Slide (*Imagen 57*).

Imagen 57.

Modelo en Slide con análisis pseudoestático



En la esquina superior derecha de la *Imagen 57* se puede observar un valor que representa el Coeficiente de carga sísmica que se aplica horizontalmente en dirección positiva a la falla y para calcular el de este caso preciso se siguió el procedimiento a continuación:

Este coeficiente se denomina en la norma NSR10 como K_{ST} y en la misma norma (Tabla 22) presenta una relación para calcular este parámetro.

Tabla 22.

Valores de K_{ST}/a_{max} mínimos para Análisis Pseudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: NSR 10 – Título H

La norma (*Tabla 22*) presenta una relación en el K_{ST} y la aceleración máxima a_{max} , donde se tendría en cuenta el material, teniendo en cuenta estudios previamente, pero, para el caso presente no se poseen esos estudios razón por la cual se puede tomar un valor de 0.80, obteniendo la siguiente expresión:

$$\frac{K_{ST}}{a_{max}} = 0.80$$

Para obtener el valor de aceleración máxima (a_{max}) se debe revisar el espectro elástico de aceleraciones de diseño cuando el periodo es cero, para el cual se tiene la siguiente ecuación:

$$a_{max} = A_a \cdot F_a \cdot I$$

Donde:

A_a : Coef. Aceleración Horiz. pico efectiva

F_a : Coef. Amplif. en periodos cortos

I : Coef. Importancia

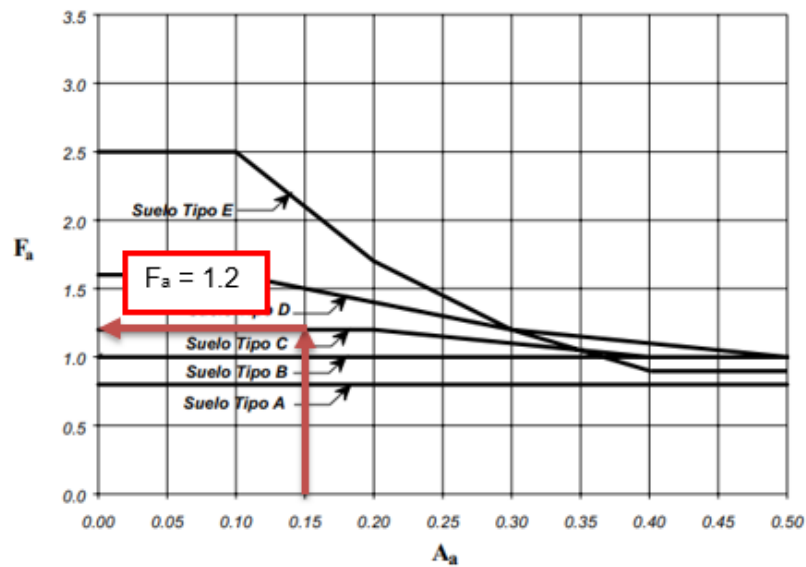
Aceleración máxima (a_{max}). NSR 10 – Título A.

Donde el Coeficiente de Importancia para vías en Colombia tiene un valor de 1.0 y en cuanto al Coeficiente de Aceleración Horizontal Pico Efectiva A_a se tiene un valor de 0.15 según el título A de la norma NSR10 para el municipio de Anolaima.

Para finalmente obtener el Coeficiente de Amplificación en Periodos Cortos (F_a) primero se identificó el tipo de suelo según la norma NSR10 en la tabla A.2.4-1 donde se caracterizó el suelo por su descripción tomando el tipo de perfil C, y se pasó a la gráfica de Coeficiente de Amplificación F_a del suelo para la zona de periodos cortos del espectro (Imagen 58).

Imagen 58.

Coeficiente de Amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro



Fuente: NSR10 – Título A

En la imagen 58 se observa cómo se entra por el eje de A_a hasta el suelo tipo C para obtener así un F_a de 1.2 y así se aplica la ecuación anterior:

$$a_{max} = 0.15 * 1.2 * 1.0$$

$$a_{max} = 0.18$$

Finalmente despejando K_{ST} para obtener:

$$K_{ST} = a_{max} * 0.8$$

$$K_{ST} = 0.18 * 0.8$$

$$K_{ST} = 0.144$$

Y este valor de coeficiente de carga sísmica que se aplica se introduce en Slide y se realiza el análisis como se ve en la Imagen 47.

14. OPCIONES DE PREDISEÑO PARA LA ESTABILIZACIÓN

Para el pre-diseño se contemplaron diversas posibilidades, pero, al final se desarrollaron las que a criterio eran las más viables según las condiciones de la zona y el material del talud.

14.1. Estabilización mediante el uso de anclajes

Para poder proceder con el diseño de los anclajes se debe iniciar calculando la longitud del bulbo y el diámetro de la perforación que se debe realizar en el talud, para lo cual se usa la siguiente ecuación:

$$\tau_a = \frac{T}{\pi D_h L_b}$$

Donde:
 T = Fuerza de tensión de diseño
 D_h = Diámetro del hueco
 τ_a = Esfuerzo de cortante permitido
 L_b = Longitud cementada del bulbo

Ecuación de esfuerzo cortante (Littlejohn y Bruce, 1975)

Despejando la longitud cementada del bulbo L_b :

$$L_b = \frac{T}{\tau_a * \pi * D_h}$$

Además esta expresión se multiplica por el factor de seguridad que en este caso se tomó un valor de 2, que se usa por lo general en proyectos de este tipo.

Para el calcular la Fuerza de tensión de diseño (T), se tomó que cada cable del anclaje tenga un valor 100 KN y para tener el valor del número de cables se hicieron pruebas en Slide para ver si el anclaje favorecía el incremento del factor de seguridad, determinado que para este caso se trabaja mejor con tres cables teniendo un valor de *Fuerza de Tensión de Diseño* de 300 KN.

Para obtener el valor del *Esfuerzo de Cortante Permitido* (τ_a) se tiene en cuenta el tipo de suelo (*Tabla 23*):

Tabla 23.

Resistencia Última según el tipo de material.

Tipo de Material	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perimetral del Bulbo para Inyecciones por Gravedad. kPa	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perimetral del Bulbo para Inyecciones a Presión. kPa
Arcilla limosa blanda		30 a 70
Arcilla limosa		30 a 70
Arcilla dura de plasticidad media a alta	30 a 70	30 a 100
Arcilla muy dura de plasticidad media a alta		70 a 170
Arcilla muy dura, limosa de plasticidad media		270 a 370
Arena de grano medio a fino, densidad media a alta		80 a 370
Arena de grano grueso con grava, densidad media		100 a 600

Fuente: PTI 1996

Para el caso presente el tipo de material que podía aproximarse más al tipo de suelo del caso de estudio sería el de Arcilla muy dura, limosa de plasticidad media, tomando el caso de Resistencia última al cortante para inyecciones a presión ya que este generaba la tensión previa a la falla y no durante la misma. Por lo tanto se tomó un valor intermedio de 350 kPa.

Finalmente para el cálculo del diámetro del hueco (d_h) se usó la siguiente expresión:

$$0.4 \leq \frac{d_a}{d_h} \leq 0.6$$

Donde (d_a) es el diámetro del anclaje y además se calcula el diámetro del cable (d_c) en metros de la siguiente manera:

$$d_c * 0.0254m = 0.6 \text{ in} * 0.0254 m$$

$$d_c = 0.0152 m \approx 0.02 m$$

El diámetro del anclaje se considera el valor del número de cables que en este caso son tres por el diámetro de cada uno:

$$d_a = 3 * d_c \approx 0.05m$$

Finalmente se calcula el diámetro del hueco, donde 0.5 (entre 0.4 y 0.6) es el margen que se le da para que dé lugar al anclaje y el concreto inyectado:

$$d_h = \frac{d_a}{0.5} = 0.09m$$

Ahora con todos estos datos se puede calcular la longitud cementada del bulbo:

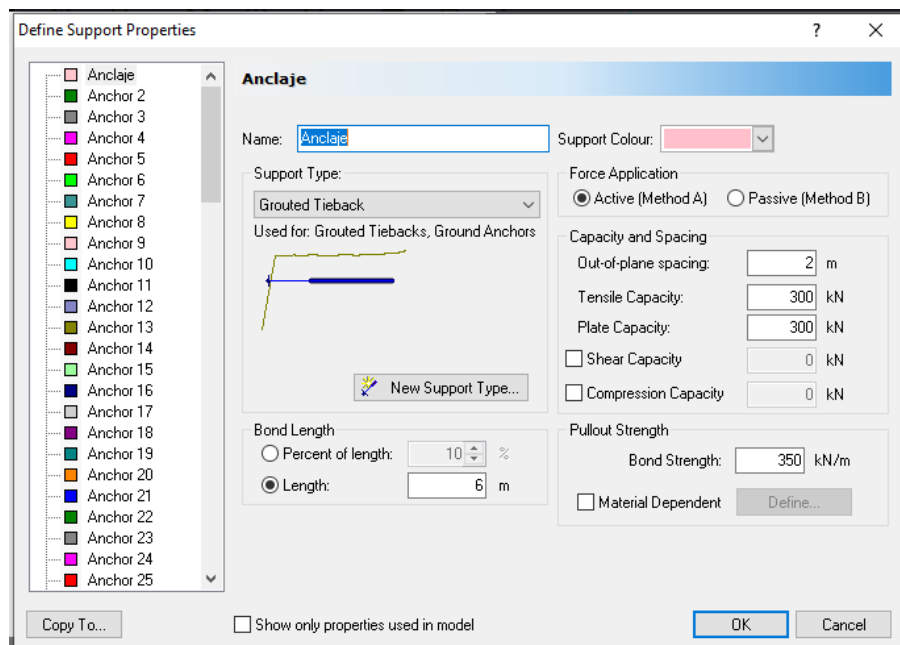
$$L_b = \frac{300KN}{350kPa * \pi * 0.09m} * 2$$

$$L_b = 6 m$$

Estos datos se introdujeron en Slide para poder diseñar el anclaje (*Imagen 59*).

Imagen 59.

Propiedades del Anclaje en Slide



Una vez obtenido los valores para el diseño de los anclajes, es necesario fundir el anclaje con un dado, el cual se calculó como si se tratase de un zapata concéntrica inclinada, de la siguiente manera:

Se establecieron los parámetros aplicables a la ecuación de Meyerhof donde eran necesaria la sobrecarga, los factores de capacidad de carga, de forma y de inclinación (Tabla 24).

Tabla 24.

Factores para aplicación de la Ecuación de Meyerhof

Sobrecarga		
q =	5.709	KN/m ²

Factores de capacidad de carga			Factores de Forma		
Nc=	46.12		Fcs=	1.32491327	
Nq=	33.3		Fqs=	1.31509339	
Ny=	48.03		Fys=	0.82	

Factor de inclinación		
Fci=Fqi	0.53777778	
Fyi=	0.31428571	

Se debe tener en cuenta que no se aplican los factores de profundidad ya que el dado no se encuentra enterrado si no en superficie y para su espesor se toma un valor base de 0.3 metros que vendría a ser el Df comúnmente denominado para cimentaciones. Ya con estos valores claros se calcula la capacidad portante, q_{adm} y Q_{ult} (Tabla 24) que permitirá determinar si las dimensiones del dado (Tabla 25) cumplen para el caso presente y también se puede establecer la separación de los anclajes teniendo en cuenta que los dados no queden juntos y tengan un margen de espacio entre ellos.

Tabla 25.

Parámetros resultantes de la ecuación de Meyerhof

Meyerhof		
qu'=	496.055697	KN/m ²
qadm=	248.027848	KN/m ²
Qult=	496.055697	KN

Tabla 26.

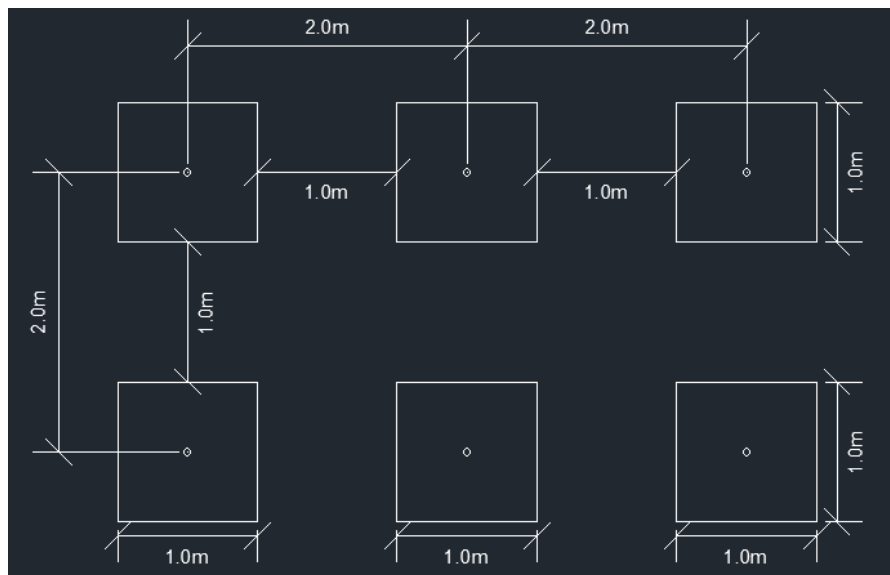
Dimensión de dado resultante del cumplimiento $Q_{ult} > q_u'$

B =	1	m
L =	1	m

En Slide (Imagen 59) se puede ver un espaciamiento de 2 m entre cada anclaje y al tener dados de 0.8 el espaciamiento de estos resultarían ser de 1.0 m (Imagen 60).

Imagen 60.

Espaciamiento y medidas de los dados de los anclajes



Ya con todos los parámetros obtenidos se pudo modelar los anclajes en el talud, donde para la longitud total del anclaje debe superar la falla más los 6 metros de longitud del bulbo, por lo tanto se sumaron 14 metros para tener una longitud total de 20 metros con una inclinación que debe estar entre 20 y 30 grados, para lo cual se optó por 24° (Imagen 61).

Imagen 61.

Talud modelado en Slide con los anclajes

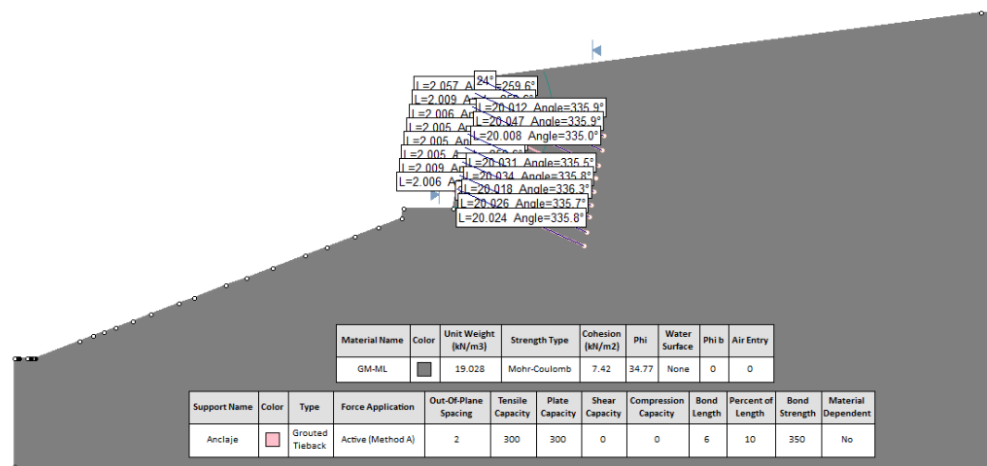
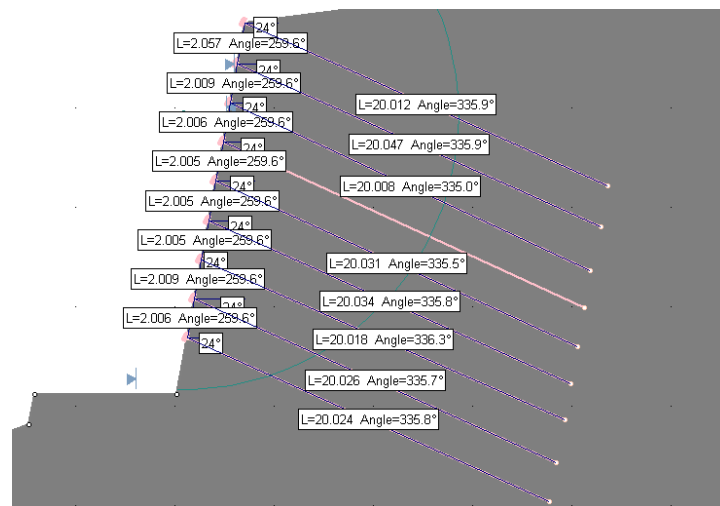


Imagen 62.

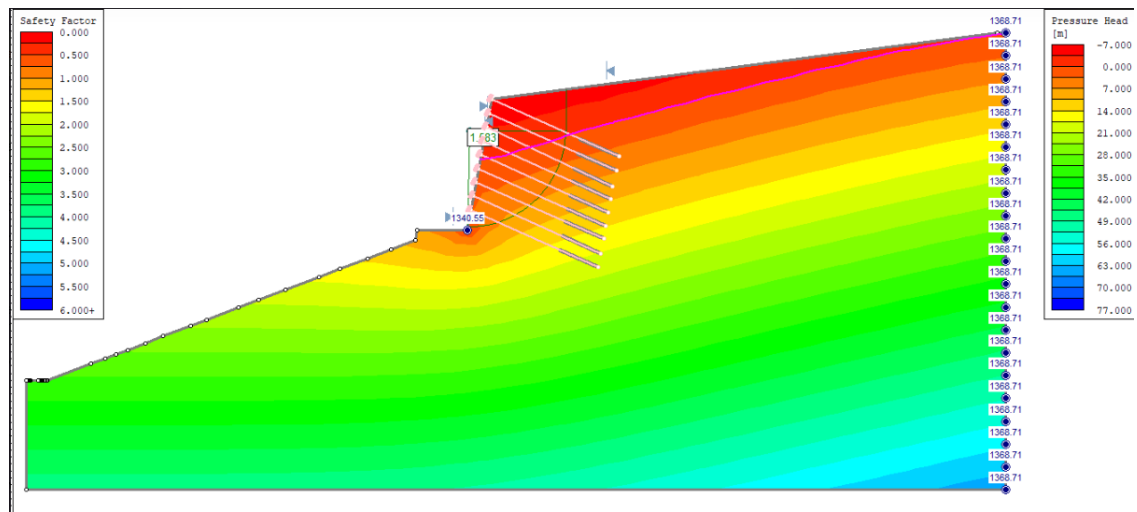
Acercamiento de los anclajes.



Una vez se ejecuta el programa con el modelo completo (incluido el nivel freático planteado en Phase2 (Imagen 54)) se obtiene un total de 9 anclajes a dos metros de separación con 20 metros de longitud (6 metros del bulbo) y una inclinación de 24°, para que el factor de seguridad sea de 1.5 aproximadamente para el caso de la condición estática como se observa de la Imagen 55 para el modelo estático y un factor de seguridad de 1.05 aproximadamente como se ve en la Imagen 56 para el modelo seudoestático (ambos análisis realizados con Bishop):

Imagen 63.

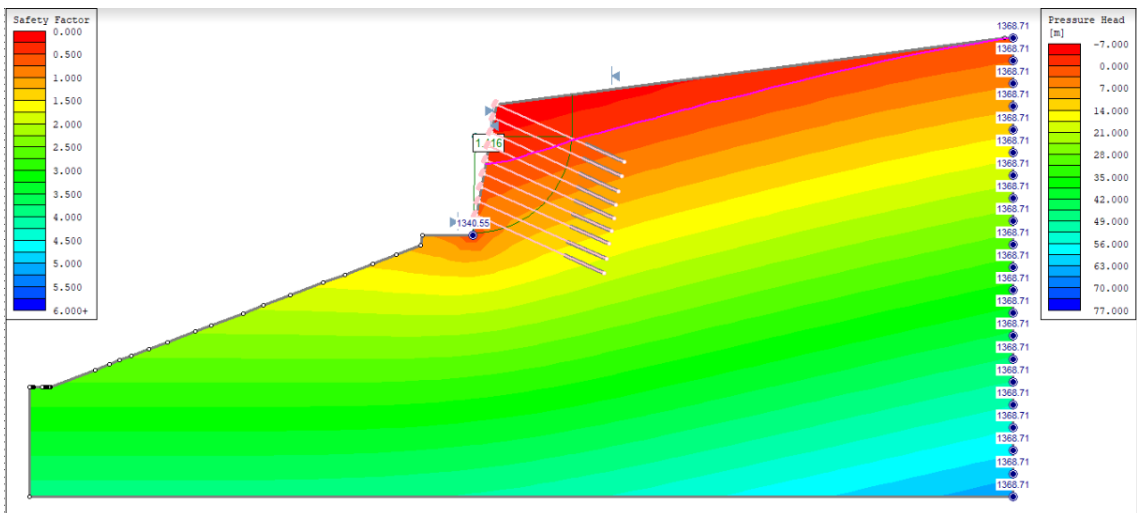
Factor de seguridad resultante para el talud de forma estática con Bishop.



En la imagen 63 se puede ver una factor de 1.583 el cual cumple para el caso presente.

Imagen 64.

Factor de seguridad resultante para el talud de forma pseudoestática con Bishop.



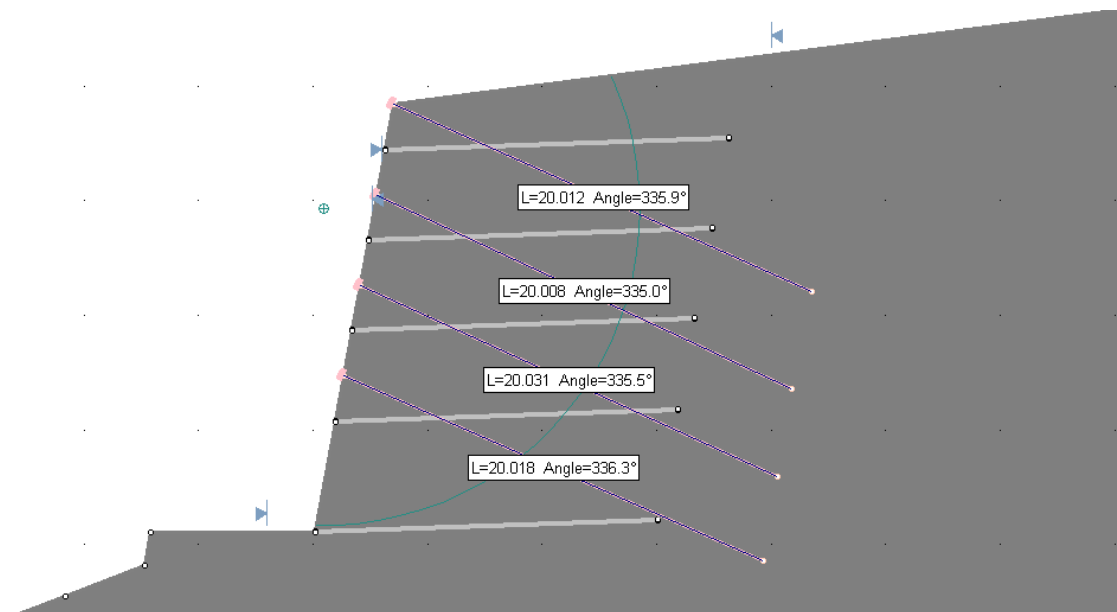
Obteniendo finalmente un factor de seguridad con el coeficiente de análisis pseudoestático de 1.416 que es mayor al 1.05 requerido como mínimo.

14.1.1.1. Anclajes más drenaje para la mejora del factor de seguridad

Como se observó en el apartado 14.1 en el diseño de anclajes, para el cumplimiento del factor de seguridad se necesitan 9 anclajes, pero, se decide implementar un sistema de drenado para poder disminuir una cantidad de anclajes y lograr un control de ese nivel freático elevado que se tiene. Por esta razón se modificó el modelo quedando de la siguiente manera (Manteniendo las características de los anclajes y las de los drenes calculados):

Imagen 65.

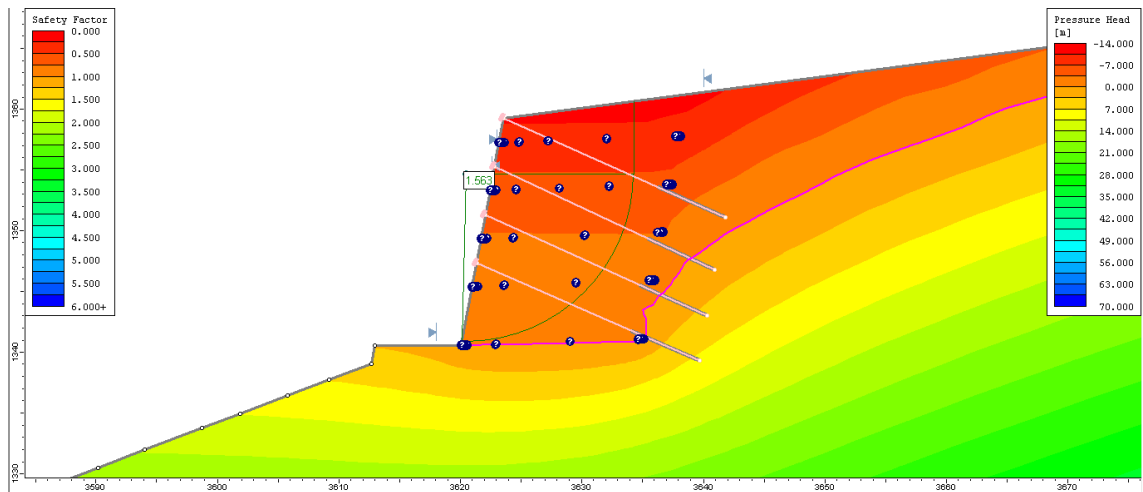
Anclajes más sistema de drenado



En donde se observa en la Imagen 65 una reducción de 9 anclajes a 4 y la implementación de 5 drenes, obteniendo los siguientes resultados:

Imagen 66.

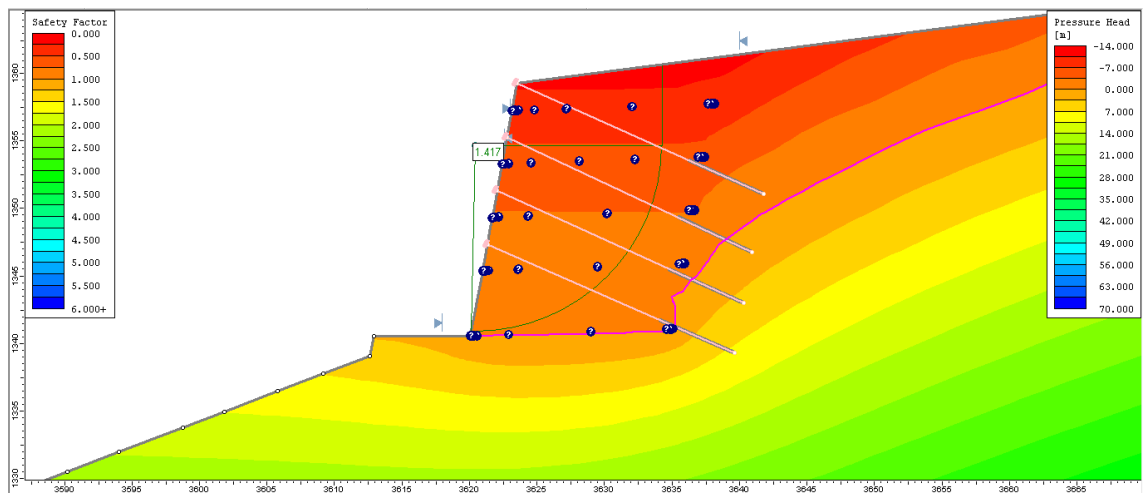
Resultado del factor de seguridad para el modelo en condición normal con drenaje



Obteniendo en un factor de seguridad de **1.563**, siendo mayor al 1.5 requerido.

Imagen 67.

Modelo en Slide con análisis seudoestático con factor de seguridad

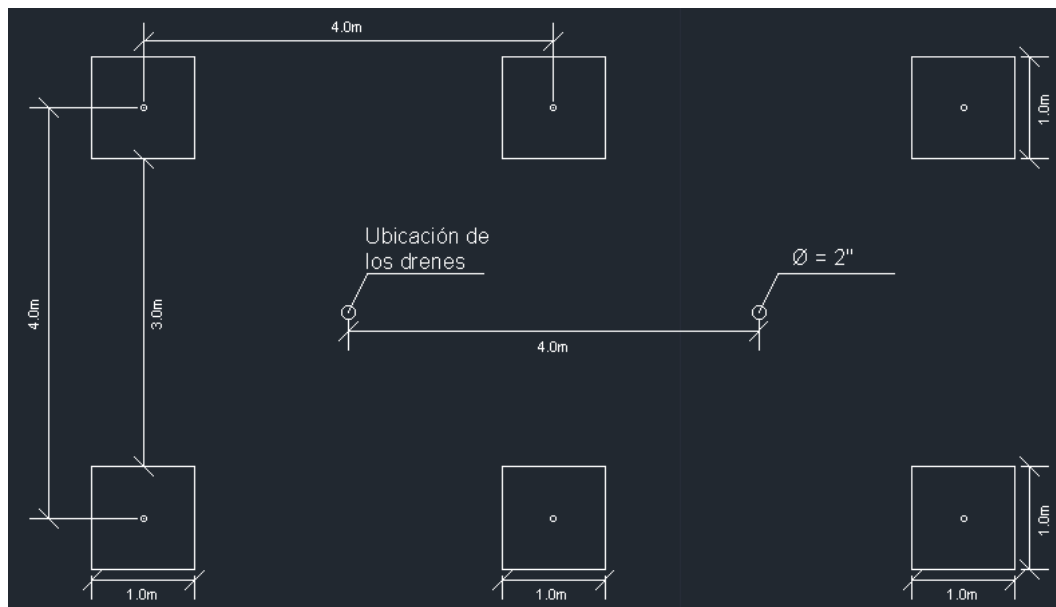


Una vez se añade el valor del análisis seudoestático de 0.144 se obtiene un factor de seguridad de **1.417** mayor al 1.05 requerido.

De este modo se puede concluir que la implementación de drenes mejora la estabilidad del talud con los anclajes. Para mostrar cómo se verían los anclajes más los drenes se presenta el siguiente esquema:

Imagen 68.

Ubicación de los anclajes más los drenes



14.2. Estabilización mediante excavaciones (Terrazas) y drenaje

Otro método aplicable para la problemática identificada era la realización de cortes en el talud que permitan aumentar el factor de seguridad sin generar la afectación de la vía como otros métodos de estabilización, teniendo en cuenta que la longitud de la vía es de 7 metros y la altura del talud es de aproximadamente 19 metros.

Para esto se plantearon tres tipos de excavaciones en forma de terrazas con distintas pendientes teniendo en cuenta que cada una debe tener un ancho de berma mínimo de 3 metros para que pueda dar lugar al equipo y máquinas de excavación y una altura de 5 metros para que no se precisen una gran cantidad de terrazas y por ende un excavación de gran magnitud, lo cual no sería rentable.

Además se debe tener en cuenta que al realizar estas excavaciones el terreno va a generar una nueva superficie de falla completamente diferente a la que se planteó con el retrocálculo de 1.0, que inclusive puede ser inferior a ese valor, pero,

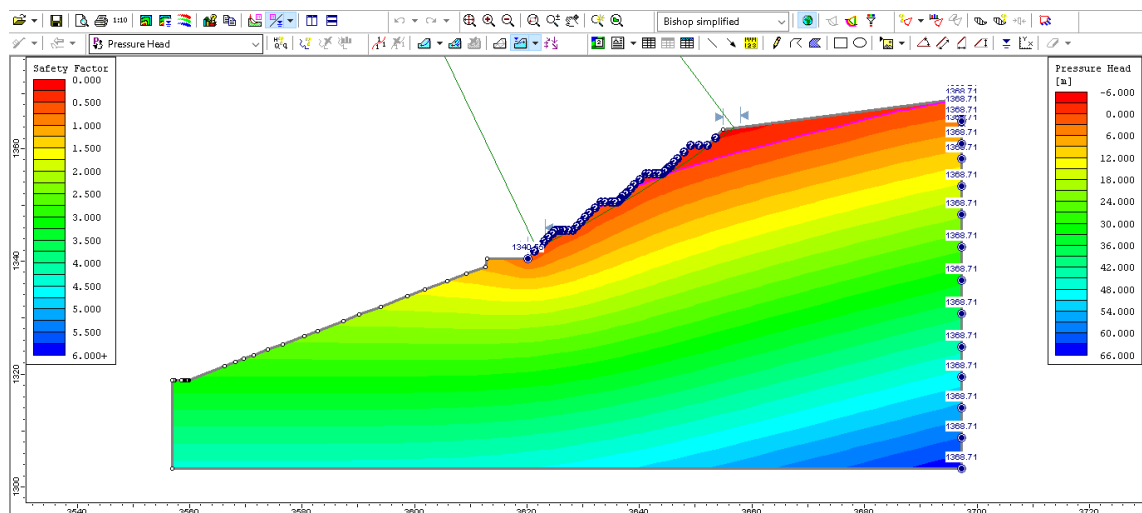
claramente la realización de un corte al talud implica una mejora, ya que se está disminuyendo la pendiente del mismo y por ende el desplazamiento del terreno, razón por la cual para los tres tipos de corte se llevó la superficie de falla a un factor de seguridad de 1.4 teniendo en cuenta esta mejora, es decir se realizó otro retrocálculo para cada una a ese valor. Una vez realizado este mismo se colocan drenes en la parte inferior de cada terraza, lo cual ayudará a drenar el agua sin que arrastre material, ya que el nivel freático que se ha planteado a lo largo de este trabajo ha sido un problema que no se puede ignorar y se puede evidenciar en campo con las visitas que se han realizado:

14.2.1. Pendiente 1 : 1

A continuación se presenta el modelo de terrazas 1:1 iniciando con un factor de seguridad de **1.409** (Imagen 69):

Imagen 69.

Terrazas con pendiente 1:1



Para la realización de los drenes primero se determinó un valor de diámetro nominal de 2" para un tubo de PVC (con un Número de Manning de 0.013) y que este tenga una inclinación en el terreno de 2° para evitar el flujo turbulento, en cuanto a la

longitud se tomaron 15 metros teniendo en cuenta que sobrepase la superficie de falla inicial, una vez se tiene en cuenta esto también se realizan los siguientes cálculos:

Tabla 27.

Cálculo del caudal de los drenes

	UNIDAD	VALOR
Área de la sección del flujo de agua (A)	m ²	0.001
Perímetro mojado (P)	m	0.0798
Radio hidráulico (Rh)	m	0.0127
Caudal de entrada de cada dren (Q _{ED})	m ³ /s	0.0006
Velocidad (V)	m ² /s	0.5922
Ley de Darcy		
$Q = Kt \cdot i \cdot A$		
Permeabilidad del Dren (kt)	m/s	29.608
Permeabilidad del material (km)		1E-05
Permeabilidad equivalente		
$Keq_s = [At \times Kt + (S \times D - At) \times Km] / (S \times D)$		
Espaciamiento de drenes (S)	m	3
Keqs	m/s	0.1969

A continuación se muestra una gráfica que refleja las medidas mencionadas anteriormente con el fin de ilustrar como se ubican estas medidas.

Imagen 70.

Diagrama de las medidas de los drenes



Obteniendo el valor de la permeabilidad de cada dren y poniéndolo en el modelo se obtiene el siguiente resultado (Imagen 71):

Imagen 71.

Modelo Pendiente 1:1 con los drenes

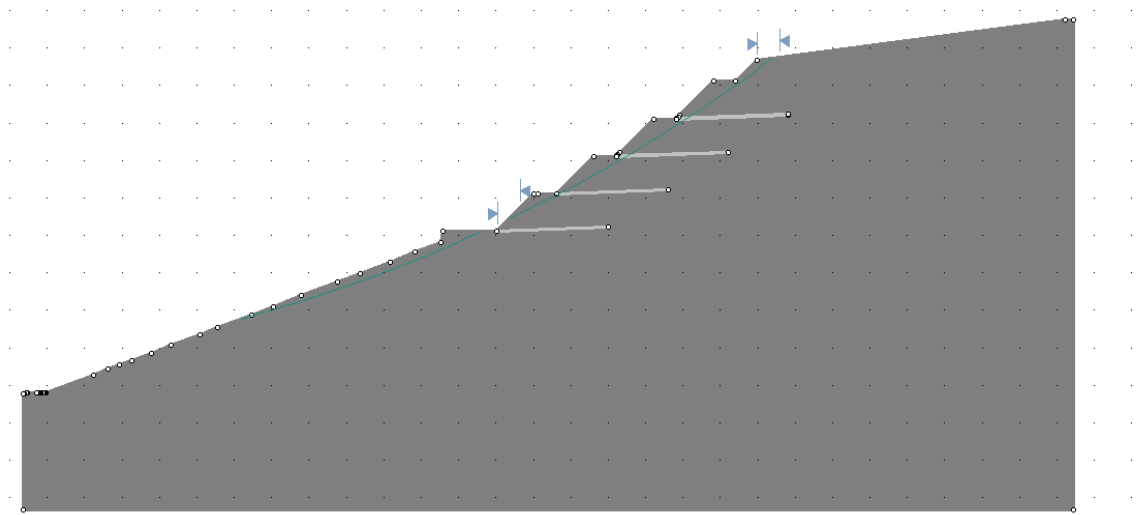


Imagen 72.

Resultado del nivel freático con la aplicación de los drenes para el modelo con terrazas pendiente 1:1

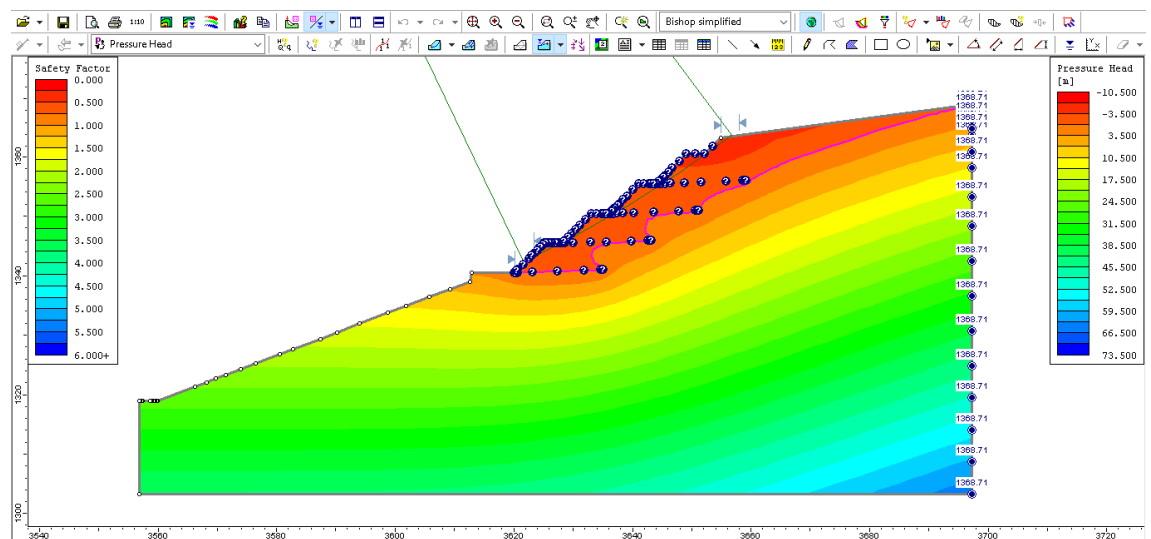
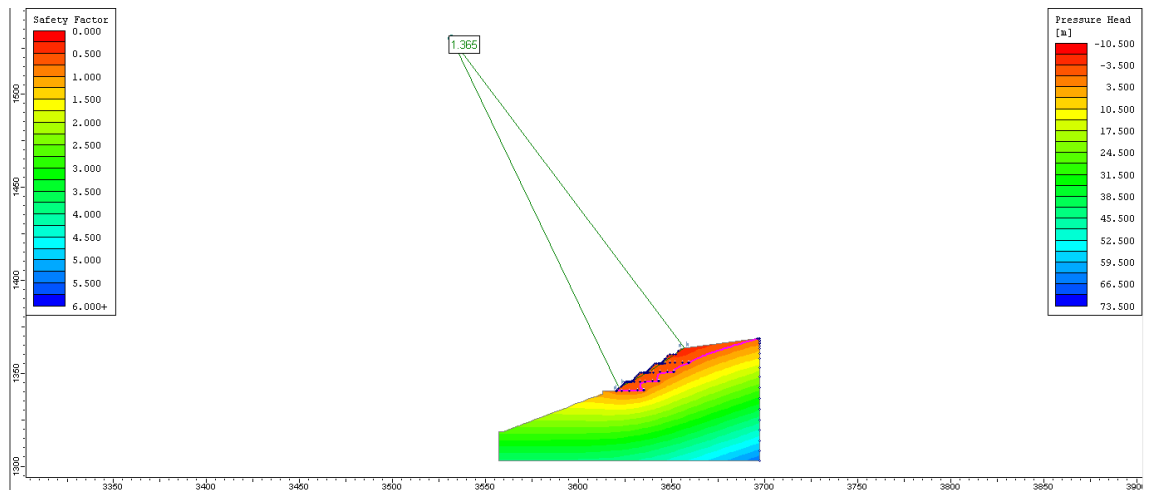


Imagen 73.

Factor de seguridad con el análisis pseudoestático para la pendiente 1:1



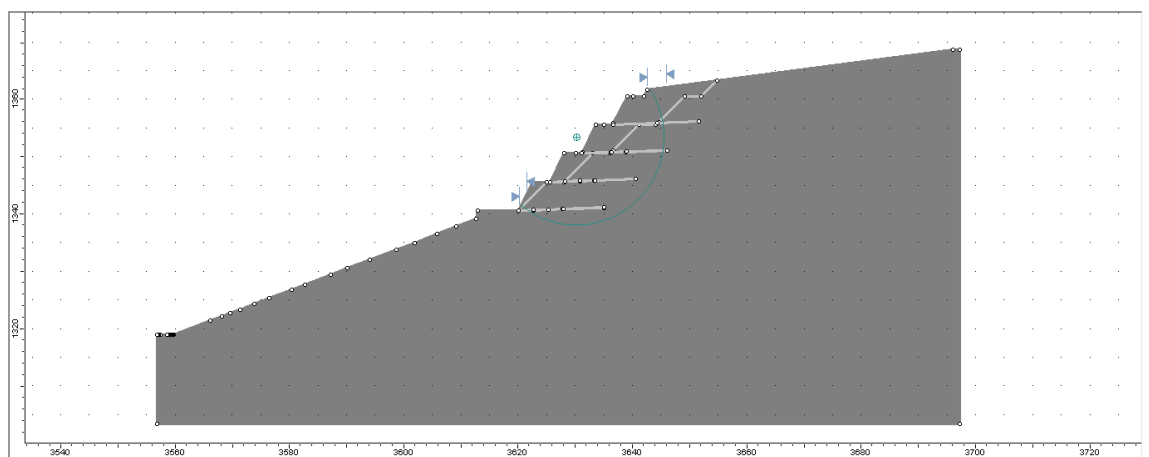
El resultado obtenido para la *Imagen 72* y *73* en cuanto al factor de seguridad con los drenes es de **1.784** y para el análisis pseudoestático de **1.365** lo cual efectivamente sería superior al 1.5 requerido y 1.05 en el otro caso.

14.2.2. Pendiente 1 : 2

En este caso se aplicaron las mismas características de los drenes anteriores (*Imagen 74*).

Imagen 74.

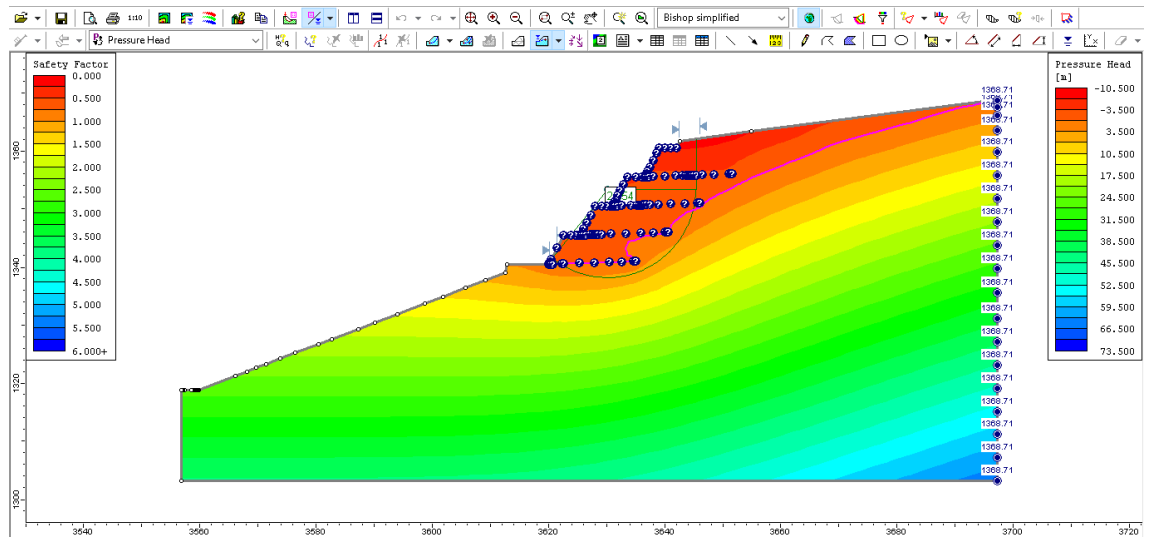
Drenaje para el modelo con pendiente 1:2



Obteniendo para este caso un factor de seguridad de **2.054** igualmente mayor a 1.5 (*Imagen 75*):

Imagen 75.

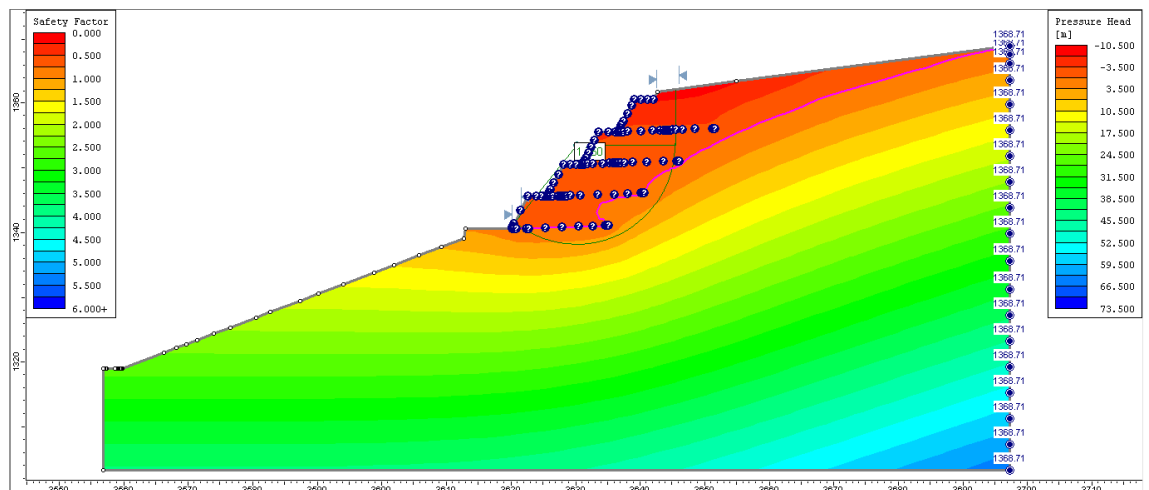
Modelo 1:2 con la colocación de los drenes



Y para el caso del análisis pseudoestático se obtuvo un factor de seguridad de **1.750** superior a los 1.05 requeridos (Imagen 76):

Imagen 76.

Factor de seguridad resultante del análisis pseudoestático para la pendiente 1:2

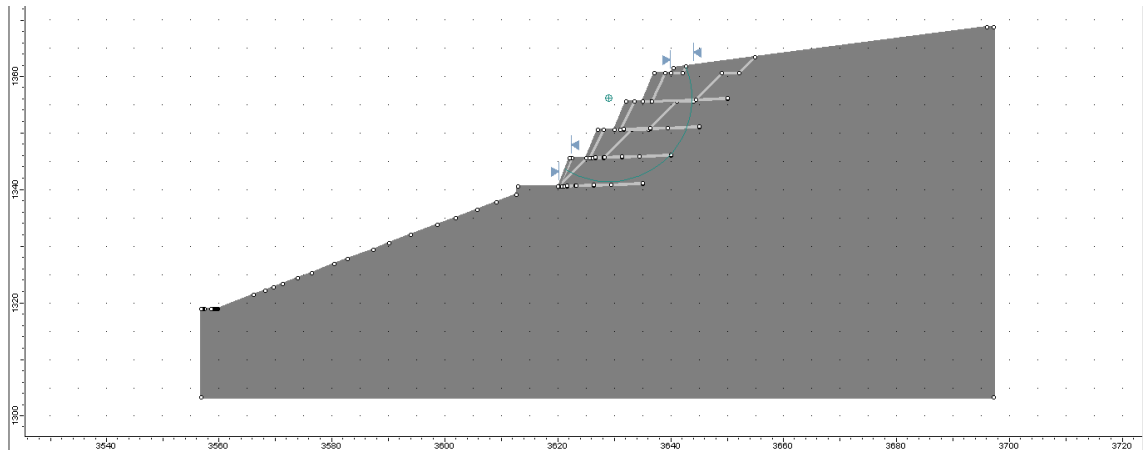


14.2.3. Pendiente 1 : 3

Finalmente se realiza el modelo que conlleva menos volumen de excavación al ser el que se presenta con menos pendiente:

Imagen 77.

Modelo con los drenes de pendiente 1:3

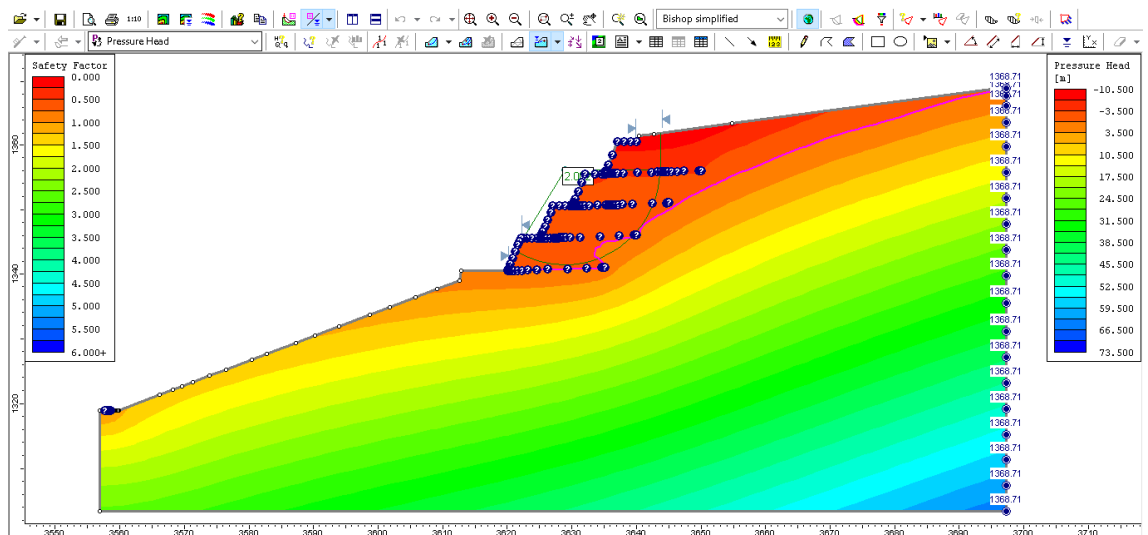


Obteniendo un factor de seguridad de **2.002** igualmente superior al 1.5 requerido

(Imagen 78):

Imagen 78.

Modelo de terrazas con pendiente 1:3 con los drenes

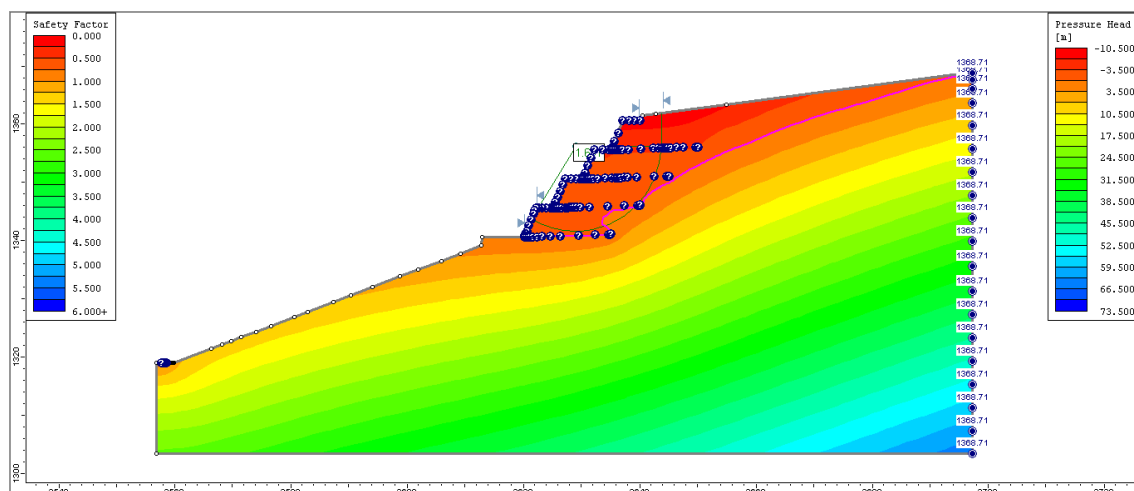


Y para el caso del análisis pseudoestático se obtuvo un factor de seguridad de **1.691**

superior a los 1.05 requeridos (Imagen 79):

Imagen 79.

Factor de seguridad para el análisis pseudoestático pendiente 1:3



Como se ha podido observar las tres excavaciones con el drenaje representan una notoria mejoría para el talud lo cual se detallará al final en las conclusiones, a continuación se presenta una tabla resumen para este método de estabilización:

Tabla 28.

Resumen de los resultados obtenidos con la realización de terrazas

Modelo	Excavación (m ²)	# drenes	F.S
Pendiente 1:1	271.8	4	1.784
Pendiente 1:2	151.3	4	2.054
Pendiente 1:3	129.6	4	2.002

15. PRESUPUESTO PARA LA REALIZACIÓN DE LAS OBRAS

Tabla 29.

APU para la estabilización por anclajes

Análisis de Precios Unitarios - Estabilización del talud por anclajes				
Descripción				
Topografía para conocer delimitaciones				
Mano de obra				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Topógrafo "para realizar el levantamiento topográfico"	día	\$ 160,029.00	0.5	\$ 80,014.50
			Subtotal	\$ 80,014.50
			Precio UnitarioTotal	\$ 80,014.50
Descripción				
Proceso de perforación				
Equipo				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Equipo de perforación (TRACKDRILL), potencia 40 HP, 2100 golpes / minuto	hr	\$ 130,767.00	4	\$ 523,068.00
			Subtotal	\$ 523,068.00
Mano de obra				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Perforador + Ayudante1 + Ayudante2	día	\$ 213,372.00	0.5	\$ 106,686.00
			Subtotal	\$ 106,686.00
			Precio UnitarioTotal	\$ 629,754.00
Descripción				
Proceso de colocación del anclaje y la Inyección de lechada de concreto (relleno)				
Materiales				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Concreto Resistencia 35 (Mpa)	m3	\$ 442,065.00	0.13	\$ 57,468.45
TORONES POSTENSADOS PARA REFORZAMIENTO EXTERNO DE 1/2"	m	\$ 8,456.00	60	\$ 507,360.00
Anclajes o Cuñas para el tensionamiento	U	\$ 12,443.00	1	\$ 12,443.00
			Subtotal	\$ 577,271.45
Equipo				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Bomba de concreto, Producción: 30 m3/h, POTENCIA: 67 HP, MAX PRESION DE CONCRETO: 1150 PSI	hr	\$ 44,478.00	1	\$ 44,478.00
			Subtotal	\$ 44,478.00
Mano de obra				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Oficial + 3 Ayudantes (armado e inyección de anclajes)	día	\$ 282,800.00	0.5	\$ 141,400.00
			Subtotal	\$ 141,400.00
			Precio UnitarioTotal	\$ 763,149.45
Descripción				
Proceso de tensionamiento, carga y descarga				
Equipo				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Bomba para gato de tensionamiento	hr	\$ 52,039.00	1	\$ 52,039.00
Gato para tensionamiento, fuerza Max 200 ton, área de tensión 314 cm2.	hr	\$ 161,456.00	1	\$ 161,456.00
			Subtotal	\$ 213,495.00
Mano de obra				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Oficial	día	\$ 106,686.00	0.5	\$ 53,343.00
Ayudante	día	\$ 62,590.00	0.5	\$ 31,295.00
			Subtotal	\$ 84,638.00
			Precio UnitarioTotal	\$ 298,133.00
Descripción				
Transporte y recolección				
Equipo				
<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>vr. Unitario</i>	<i>Cantidad</i>	<i>V.Parcial</i>
Trasporte de materiales y equipos	M3-km	\$ 3,812.00	1	\$ 3,812.00
Transporte de concreto	M3-km	\$ 924.00	0.13	\$ 120.12
			Subtotal	\$ 3,932.12
			Precio UnitarioTotal	\$ 3,932.12
			Costo Total Unitario	\$ 1,774,983.07

Tabla 30.

APU para la realización de las excavaciones

Análisis de precios Unitarios - Estabilización de talud por Banquetas o terrazas.				
Descripción				
Topografía para conocer delimitaciones				
Equipo				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Topógrafo " para realizar el levantamiento topográfico"	día	\$ 160,029.00	0.5	\$ 80,014.50
			Subtotal	\$ 80,014.50
			Precio UnitarioTotal	\$ 80,014.50
Descripción				
Excavación y remoción de tierra				
Equipo				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Retroexcavadora E-200 sobre orugas	Hr	\$ 190,212.00	0.15	\$ 28,531.80
Cargador : Potencia en el volante 110 hp, Clasificación de RPM del motor 2300.	Hr	\$ 123,753.00	0.15	\$ 18,562.95
Volqueta 6 m3	u	\$ 62,394.00	0.17	\$ 10,606.98
Transporte de Material de Remoción	M3-km	\$ 1,294.00	5	\$ 1,449.00
			Subtotal	\$ 59,150.73
Mano de obra				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Oficial	día	\$ 106,686.00	0.5	\$ 53,343.00
Ayudante	día	\$ 62,590.00	0.5	\$ 31,295.00
			Subtotal	\$ 84,638.00
			Precio UnitarioTotal	\$ 143,788.73
Descripción				
Nivelación y compactación de terrazas				
Equipo				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Motoniveladora, potencia 140 HP, ancho de cuchilla 3,66 m, peso 11 ton.	hr	\$ 100,506.00	2	\$ 201,012.00
Vibrocompactador, potencia 153 HP, peso 10 Ton.	hr	\$ 110,451.00	2	\$ 220,902.00
			Subtotal	\$ 421,914.00
Mano de obra				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Oficial	día	\$ 106,686.00	0.5	\$ 53,343.00
Ayudante	día	\$ 62,590.00	0.5	\$ 31,295.00
			Subtotal	\$ 84,638.00
			Precio UnitarioTotal	\$ 506,552.00
Descripción				
Perforación e instalación de drenajes				
Equipos y materiales				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Equipo de perforación (TRACKDRILL), potencia 40 HP, 2100 golpes / minuto	hr	\$ 130,767.00	4	\$ 523,068.00
Tubería Perforada en PVC de 2"	m	\$ 30,021.00	20	\$ 600,420.00
			Subtotal	\$ 1,123,488.00
Mano de obra				
Descripción	Unidad	vr. Unitario	Cantidad	V.Parcial
Perforador + Ayudante1 + Ayudante2	día	\$ 213,372.00	0.5	\$ 106,686.00
			Subtotal	\$ 106,686.00
			Precio UnitarioTotal	\$ 1,230,174.00

Precio unitario total para las excavaciones con drenajes:

Costo Total Unitario Excavación	\$ 730,355.23
Costo Total Unitario Drenajes	\$ 1,230,174.00
Costo Total Unitario	\$ 1,960,529.23

Nota:

Para el presupuesto a realizar de acuerdo con los métodos anteriormente nombrados se utilizaron los APU's 2021 DEL INSTITUTO NACIONAL DE VIAS TERRITORIAL CUNDINAMARCA esto con la intención de tener un presupuesto con costos reales de equipos, materiales y mano de obra, de acuerdo con los costos obtenidos se llevó a cabo la realización de los APUS por anclaje y excavación m³ donde los costos se sacaron por actividades como se puede evidenciar en las tablas 29 y 30.

Por lo tanto para obtener el valor total del presupuesto se debe tener en cuenta las cantidades totales y los otros costos que se suelen considerar en la realización de un presupuesto.

16. CONCLUSIONES

En los objetivos específicos se planteó el análisis de la amenaza en la zona de estudio, este no se pudo llevar a cabo en su totalidad según lo establecido en la “GUÍA METODOLÓGICA PARA ESTUDIOS DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA” (Servicio Geológico Colombiano, 2016), pero, el presente documento sienta las bases para el inicio del proyecto como propuesta ante una entidad estatal que quiera trabajara a futuro en el mejoramiento del talud, lo cual se puede dar por hecho que es necesario.

Gracias a las encuestas realizadas a la población perteneciente al municipio y usuaria de la vía se pudo evidenciar que efectivamente hay una afectación en las actividades de las personas ya que normalmente en un día con buen tiempo sin deslizamiento de material una vez se sale de Bogotá por la vía del Rosal hasta Rosal Facatativá el tiempo de recorrido es aproximadamente de 1 hora y 40 minutos que sería lo ideal, pero, en épocas de lluvia como sería Abril y Octubre-Noviembre, el tiempo de recorrido suele incrementar a 2 horas y 30 minutos más o menos, esto debido a que el incremento del nivel freático ocasiona el deslizamiento de la ladera obstruyendo la vía y dificultando la movilidad en la misma, es por esta razón que una obra de estabilización como las aquí propuestas mejoraría la seguridad y movilidad de una gran parte de la población de Anolaima, de los caseríos y municipios circundantes.

Una vez realizados los laboratorios y estudios del talud se realizó un perfil con el cual se propusieron dos métodos de estabilización que son una de soporte por medio de anclajes y otra de corte con la realización de terrazas, ambos métodos se acompañan de su respectivo sistema de drenes que permiten la mejoría del factor de seguridad.

La realización de los anclajes ofreció una mejoría del terreno modelado justa al factor de seguridad requerido de 1.5 a 1.583 con 9 anclajes y 1.563 con 4 anclajes y 5 drenes en condición normal y del requerido para 1.05 en condición pseudoestática a 1.416 con 9 anclajes y de 1.417 con los 4 anclajes y 5 drenes usando el método de Bishop los cuales representan una buena solución ya que no se está sobre dimensionando.

Por el lado de las excavaciones en forma de terrazas junto con el drenaje se presenta una notable mejoría en los factores de seguridad, se plantearon tres modelos con distintas pendientes para poder determinar la variación de cada una en cuanto a factores de seguridad y es evidente que la mejoría se presenta para la excavación con pendiente 1:2 donde se obtiene un factor de seguridad de 2.054 normal y en condición pseudoestática un valor de 1.750 cumpliendo para ambos caso, la cual es una buena opción ya que no es una pendiente ni muy alta ni muy baja y no se requeriría el retiro de una gran cantidad de material, lo cual también afecta en los costos de la realización de la obra.

Finalmente para poder dar una conclusión de cual pre-diseño es el más adecuado también se revisó el factor económico lo cual ya habla de rentabilidad por lo que se recomienda realizar la estabilización del talud por medio de anclajes con drenes que es considerablemente más económico y cumple con el factor de seguridad más preciso que la realización de las excavaciones, teniendo en cuenta que el volumen del talud que debe ser retirado en todos los casos es de gran magnitud.

17. RECOMENDACIONES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA OBRA

Una vez se decida llevar a cabo el desarrollo del proyecto es recomendable complementar este estudio con la realización de más sondeos a mayor profundidad, por esta razón es necesario también solicitar más recursos al municipio para poder ejecutar el proyecto de manera idónea.

Tanto para la realización de soportes como corte es fundamental el control del nivel freático para evitar las presiones internas del agua que pueden llegar a afectar el método de estabilización escogido, por lo tanto, se aconseja implementar un sistema de drenaje que permita el flujo del agua por fuera del talud.

Junto con lo anteriormente mencionado es necesario realizar otras obras en conjunto al drenaje, donde se plantee un sistema de evacuación para que el talud inferior de la vía no se vea afectado, para esto se puede proponer la construcción de cunetas que una vez el agua salga por los drenes se transporten por ellas direccionando y depositando el agua a un sistema de alcantarillado.

18. BIBLIOGRAFÍA

Adrián, A., Alex, M., Geovanna, S., & Christopher, T. (2016) ANÁLISIS DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA EL DRENAJE DEL TALUD DE NULTI.

Alexia S, Ioannis S, Joanne E, Norris, Erik C. (2004). Eco-and Ground Bio-Engineering: The Use of Vegetation to Improve Slope Stability.

Askarinejad, A., Akca, D., Sarah, M. (2018). Precursors of instability in a natural slope due to rainfall: a full-scale experiment.

Carolina, L., Carlos, P. (2020). Estabilización de taludes con muros de llantas reciclados.

Chambe García, A. S. (2019). Análisis comparativo de los métodos de cálculo en estabilidad de taludes para el caso del botadero de desmonte de la Mina María Teresa.

Colprensa. (Marzo 25, 2014). "Colombia tiene un atraso de 15 años en materia de infraestructura". elpais.com.co. <https://www.elpais.com.co/colombia/tiene-un-atraso-de-15-anos-en-materia-de-infraestructura.html>

CONCEJO MUNICIPAL DE ANOLAIMA (CUNDINAMARCA). (2001). Cuadro Sinóptico Programa De Ejecución. ESQUEMA DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL ANOLAIMA – CUNDINAMARCA.

Consejo Municipal para la Gestión del Riesgo de Desastres. (2014). Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres. <https://repositorio.gestiondelriesgo.gov.co/bitstream/handle/20.500.11762/20471/Municipio%20de%20anapoima%20CMGRD%20Noviembre%202014.PDF?sequence=1&isAllowed=y>. (PAG. 8)

Deka, A., Daulagupu, R., Brahma, H., Lodger, H., Dutta, D. (2020). Effect of Antecedent Rainfall on Slope Stability- A Case Study of Haflong Hill, North East India.

FIERRO LOSADA, J., PARRA GÓMEZ, A. y VÁSQUEZ OLAYA, C., 2017. DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DE LAS COMUNAS 1, 3 Y 5 DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT - CUNDINAMARCA. [En línea] Repositorio.unipiloto.edu.co. Disponible en: <<http://repository.unipiloto.edu.co/bitstream/handle/20.500.12277/5643/TRABAJO%20FINAL.pdf?sequence=1>> [Consultado el 15 de febrero de 2022].

Gonzáles, C., Barcia, G. (2014). Determinación del parámetro de resistencia, ángulo de fricción Interna y su relación con los parámetros densidad relativa (Dr) y relación de vacíos (e) en suelos granulares. <https://www.redalyc.org/pdf/5075/507550626003.pdf>

Instituto Nacional de Vías. (2012). *Normas y especificaciones Sección 100 – Suelos*. <https://inteinsapavimentos.com.co/wp-content/uploads/2020/07/SECCIO%CC%81N-100.pdf>

Joanne E. Norris, Alexia. (2008). *Slope Stability and Erosion Control: Ecotechnological Solutions*.

Muntohar, A., Fata, N., Jotisankasa, A., Yang, K-H. (2020). *Suction Monitoring and Stability of Volcanic-Residual Soil Slope during Rainfall*.

Ocampo, A., Guerra, D., Bergaño, C. (2019). *DISEÑO DE TALUDES, MUROS Y ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS URBANIZACION MUNICIPIO DE FREDONIA*.

Pérez, E. S., Pidal, I. M., & Mora-Figueroa, A. L. *IMPORTANCIA DE LA PRESENCIA DE NIVELES CON CAOLÍN EN LA ESTABILIDAD Y DRENAJE DE TALUDES: EL CASO DE UN DESMONTE EN LA AUTOVÍA A-52 DE ORENSE A PONTEVEDRA*.

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO. (2017). *Clasificación de movimientos en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia*.

Soto, O. (2015). *PLAN LOCAL DE EMERGENCIA Y CONTINGENCIAS (PLEC's) Municipio de Anolaima*.

Spark, W. (30 de Abril de 2022). *Weather Spark*. Obtenido de <https://es.weatherspark.com/y/23326/Clima-promedio-en-Anolaima-Colombia-durante-todo-el-a%C3%B1o#Sections-BestTime>

Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas Tropicales*, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

Valiente Sanz, R., Sobrecases Martí, S., & Díaz Orrego, A. (2016). *ESTABILIDAD TALUDES, CONCEPTOS BÁSICOS, PARÁMETROS DE DISEÑO Y MÉTODOS DE CÁLCULO*. *Revista civilizate*, (7), 50-54.

Zijun, C., Yu, W., Dianqing L. (2019). *Evaluación de la alternativa para la estabilización de taludes mediante implementación de llantas en la montaña la ponderosa*.

19. ANEXOS

Anexo A. Título-A-NSR-10-Zonas de amenaza sísmica

Anexo B. Plancha topográfica de la zona

Anexo C. Memoria de Cálculo

Anexo D. APU - Estabilización de taludes

Anexo E. Fotografías tomadas de la zona



















