

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“Estudio de la variabilidad de parámetros geotécnicos en el modelamiento de la estabilización de taludes, caso de estudio Curva de Retorno (abscisas 82+500 a 84+500) en la carretera Cuenca-Molleturo-Puerto Inca, provincia del Azuay”**

**TRABAJO DE TITULACIÓN**

Previo la obtención del Título de:

**MAGISTER EN GEOTÉCNIA**

Presentado por:

**CEDEÑO BURGOS CARLOS VALENTÍN**

**GONZÁLEZ TORRES RICHARD PATRICIO**

**GUAYAQUIL - ECUADOR**

**Año – 2021**

# **DEDICATORIA**

## **Dedicatoria I**

A DIOS, por su infinito amor y protección,  
A mi ESPOSA, por su apoyo incondicional,  
A mi PADRE y MADRE, ejemplo de unidad, y  
A MIGUEL un buen amigo que ahora es un ángel.

**Carlos Valentín Cedeño Burgos**

## **Dedicatoria II**

A DIOS, por ser el amigo de toda mi vida,  
A mi MADRE, por su apoyo incansable,  
A mis HIJOS, por su amor y paciencia.

**Richard Patricio González Torres**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a la Escuela Politécnica del Litoral (ESPOL) por acogernos como sus estudiantes, a sus autoridades, docentes y quienes la conforman para nosotros ha sido una experiencia muy importante en nuestra formación profesional, misma que sabremos cultivar y llevar con gran orgullo y altos honores tal distinción.

Al Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE)-Azuay, por la apertura, colaboración e información brindada para nuestro trabajo de grado.

A nuestra directora, Dra. Silvia Loaiza Ambuludi, por su gran aporte docente, profesional y humano en el desarrollo de nuestra tesis, es muy grato haber contado con su guía en este trabajo.

**Carlos Valentín Cedeño Burgos**

**Richard Patricio González Torres**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Carlos Valentín Cedeño Burgos y Richard Patricio González Torres, damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

---

**Carlos Valentín Cedeño Burgos**

---

**Richard Patricio González Torres**

# EVALUADORES

---

**Nombre profesor del curso**  
**PROFESOR DE LA MATERIA**

---

**Nombre Profesor tutor**  
**PROFESOR TUTOR**

## RESUMEN

En el sector en estudio, comprendido entre las abscisas 82+500 a la 84+500, de la vía Cuenca-Molleturo-Puerto Inca, se presentan constantes deslizamientos que afectan los taludes. Como medida de mitigación, se propone una alternativa técnica que solucione dicha inestabilidad.

Utilizando los datos topográficos y geotécnicos, de un estudio previo efectuado en la zona, y con el uso del programa geotécnico PLAXIS 2D V21, se realizaron modelamientos de estabilidad en diferentes escenarios considerando la variabilidad de los parámetros geotécnicos; se obtuvo un modelo de estabilidad que cumplió con la normativa ecuatoriana para las condiciones más desfavorables.

El modelo de estabilidad planteó la construcción de pilotes de hormigón armando de 50 centímetros de diámetro, hincados a una profundidad variable de 30 a 35 metros, que, en conjunto con muros, pantallas y anclajes, ya existentes, conforman un sistema de sostenimiento para controlar el deslizamiento.

La masa de suelo del talud tiende a sufrir deslizamientos por la existencia de una superficie de falla; la técnica de sostenimiento mediante pilotes resulta de gran efectividad, logrando con esto mejorar el factor de seguridad; sin embargo, no se descartan otras soluciones.

**Palabras Clave:** Muestreos geológicos-geotécnicos, deslizamientos, factor de seguridad, pilotes.

## SUMMARY

In the sector under study, between abscissae 82+500 to 84+500, of the Cuenca-Molleturo-Puerto Inca road, there are constant landslides that affect the slopes. As a mitigation measure, a technical alternative is proposed to solve this instability.

Using topographic and geotechnical data from a previous study carried out in the area, and with the use of the geotechnical program PLAXIS 2D V21, stability modeling was carried out in different scenarios considering the variability of the geotechnical parameters; a stability model was obtained that complied with Ecuadorian Regulations for the most unfavorable conditions.

The stability model proposed the construction of reinforced concrete piles of 50 centimeters in diameter, driven to a variable depth of 30 to 35 meters, which, together with existing walls, screens and anchors, form a support system to control the landslide.

The soil mass of the slope tends to suffer landslides due to the existence of a failure surface; the support technique using piles is highly effective, thus improving the safety factor; however, other solutions are not rules out.

**Key words:** Geological-geotechnical sampling, landslides, factor of safety, piles.

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
SUMMARY .....	II
ÍNDICE GENERAL .....	III
SIMBOLOGÍA.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
CAPÍTULO 1.....	12
1. INTRODUCCIÓN. ....	12
1.1 Antecedentes.....	12
1.2 Descripción del problema.....	13
1.3 Justificación del problema.....	14
1.4 Objetivos.....	14
1.4.1 Objetivo General. ....	14
1.4.2 Objetivos Específicos. ....	15
1.5 Ubicación geográfica. ....	15
1.6 Relieve y topografía. ....	15
1.6.1 Geología Regional y Local.....	16
1.6.2 Clima y vegetación. ....	20

1.6.3 Hidrogeología.....	21
1.7 Probabilidad de deslizamiento. ....	23
1.7.1 Métodos de estabilización de taludes. ....	27
1.7.2 Riesgo.....	30
1.7.3 Clasificación del tipo de fallas de taludes.....	32
1.8 Sismicidad. ....	34
1.9 Factor de seguridad. ....	36
CAPÍTULO 2.....	46
2. METODOLOGÍA.....	46
2.1 Investigación preliminar. ....	47
2.1.1 Topografía y geomorfología del área de estudio.....	48
2.1.2 Datos geológicos-geotécnicos. ....	50
2.1.3 Propiedades Físico-Mecánicas. ....	53
2.1.4 Ensayos de campo directo.....	55
2.1.5 Ensayos de campo indirectos. ....	55
2.1.6 Ensayos de laboratorio. ....	56
CAPÍTULO 3.....	60
3. ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	60
3.1 Caracterización geotécnica del coluvial y la formación rocosa. ....	60

3.2 Modelo Geotécnico. ....	61
3.3 Modelo del suelo. ....	63
3.4 Geometría para la discretización en elementos finitos. ....	64
3.4.1 Modelo geométrico. ....	65
3.5 Propiedades geomecánicas de los materiales. ....	66
3.6 Rangos del factor de seguridad aceptable. ....	71
3.7 Cálculos de estabilidad. ....	72
3.7.1 Cálculo de estabilidad sin reforzamiento. ....	73
3.7.2 Cálculo de estabilidad con reforzamiento (condiciones actuales). ....	78
3.7.3 Cálculo de estabilidad propuesta. ....	82
3.7.3.1 Cálculo de estabilidad propuesta con ausencia de agua. ....	83
3.7.3.2 Cálculo de estabilidad propuesta con presencia de agua. ....	87
3.8 Alternativa de solución para la estabilización de los taludes ....	91
4. Conclusiones Y Recomendaciones. ....	95
4.1 Conclusiones. ....	95
4.2 Recomendaciones ....	97
GLOSARIO.....	99
BIBLIOGRAFÍA.....	101

## ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
FICT	Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.
PVC	Policloruro de Vinilo
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
INAMHI	Instituto nacional de meteorología e hidrología.
NEC-15	Norma Ecuatoriana de la Construcción -2015.
FS	Factor de Seguridad.
RQD	Rock Quality Designation
SUCS	Sistema Unificado De Clasificación De Suelos .

## SIMBOLOGÍA

FS	Factor de Seguridad
cm	Centímetro
Km	Kilómetro
W	Humedad Natural
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
IP	Índice Plástico
IL	Índice de liquidez
W <sub>op</sub>	Humedad Óptima
$\Gamma_{smax}$	Densidad Seca Máxima
M.I.H.N.	Muestra Inalterada Humedad Natural
M.I.S.A.	Muestra Inalterada Sumergida en Agua
M.S.H.N.	Muestra Suelta Humedad Natural
M.S.S.A.	Muestra Suelta Sumergida en Agua
M.C.S.A.	Muestra Compactada (100%) Sumergida en Agua

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura.1.1 Red Vial Estatal Regional 6. ....	16
Figura 1.2 Geología Regional. ....	18
Figura 1.3 Corte A-B de Geología Regional.....	18
Figura 1.4. Geología del sector en estudio. ....	19
Figura. 1.5 Vegetación de la zona de estudio. ....	21
Figura 1.6 Variación de la porosidad respecto a la granulometría.....	23
Figura 1.7 Métodos de estabilización de taludes más usados. ....	29
Figura 1.9 Ecuador, zonas sísmicas. ....	35
Figura 2.1 Flujograma del modelamiento de estabilidad propuesto. ....	46
Figura 2.2: Levantamiento planimétrico y perfil topográfico. ....	48
Figura 2.3 Panorámica de los taludes en falla por deslizamiento sector en estudio.	50
Figura 2.4. Levantamiento topográfico, vía y muros existentes.....	51
Figura 2.5. Ubicación de quebrada que atraviesa la Curva de Retorno. ....	52
Figura 2.6. Ensayos de campo y laboratorio en los estudios geotécnicos.....	54
Figura 2.7. Plano de exploración geotécnica en la zona de estudio.....	57
Figura 3.1 Caracterización del talud por fronteras de geomateriales. ....	61
Figura 3.2 Geometría del talud definido. ....	65

Figura 3.3 Ensayo Triaxial Prueba A .....	67
Figura 3.4 Curva esfuerzo desviador-deformación axial (85% densidad seca máxima) 68	
Prueba A de laboratorio .....	68
Figura 3.5 Esquema de las pruebas de simulación de ensayos de laboratorio (85% densidad seca máxima) Prueba A de SoilTest Plaxis 2D .....	68
Figura. 3.6 Desplazamiento total $ u $ (Caso estático sin reforzamiento) .....	74
Figura. 3.7 Desplazamiento total $ u $ (Caso pseudoestático sin reforzamiento).....	75
Figura. 3.8 Factor de Seguridad (Caso estático sin reforzamiento).....	76
Figura. 3.9 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático sin reforzamiento). .....	76
Figura. 3.10 Desplazamientos vs Factor de Seguridad sin reforzamiento.....	77
Figura. 3.11 Desplazamiento total $ u $ (Caso estático, condiciones actuales).....	78
Figura. 3.12 Desplazamiento total $ u $ (Caso pseudoestático, condición actual).....	79
Figura. 3.13 Factor de Seguridad (Caso estático en condicion actual). .....	80
Figura. 3.14 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático en condiciones actuales). 80	
Figura. 3.15 Desplazamientos vs Factor de Seguridad en condiciones actuales .....	81
Figura. 3.16 Desplazamiento total $ u $ (Caso estático con ausencia de agua).....	83
Figura.3.17 Desplazamiento total $ u $ (Caso pseudoestático ausencia de agua) .....	84
Figura. 3.18 Factor de Seguridad (Caso estático ausencia de agua).....	84
Figura. 3.19 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático ausencia de agua). .....	85

Figura. 3.20 Desplazamientos vs Factor de Seguridad con ausencia de agua. ....	86
Figura. 3.21 Desplazamiento total $ u $ (Caso estático presencia de agua). ....	87
Figura. 3.22 Desplazamiento total $ u $ (Caso pseudoestático presencia de agua)..	88
Figura. 3.23 Factor de Seguridad (Caso estático presencia de agua).....	89
Figura. 3.24 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático presencia de agua). ....	89
Figura. 3.25 Desplazamientos vs Factor de Seguridad con presencia de agua. ....	90
Figura. 3.26 Detalle corte de pilotes sección transversal. ....	91
Figura. 3.27 Detalle emplazamiento de pilotes planta. ....	92

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Clasificación de fallas de taludes adaptada de Hunt (1984) .....	33
Tabla 1.2 Valores del factor Z, en función de la zona sísmica adoptada.....	36
Tabla 1.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes. ....	38
Tabla 1.4 Factores mínimos de Seguridad recomendados. ....	42
Tabla 2.1 Resultados de los ensayos de laboratorio en la matriz del coluvión. ....	58
Tabla 2.2 Resultados de los ensayos triaxiales tipo CD.....	59
Tabla 3.1 Parámetros geotécnicos. ....	69
Tabla 3.2 Propiedades de los elementos estructurales.....	70
Tabla 3.3 Resumen de Fs de alternativa de solución.....	90

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN.

### 1.1 Antecedentes.

Las carreteras son estructuras diseñadas y construidas para la circulación de los vehículos; durante la construcción, en su trayecto se efectúan cortes y rellenos sean estos en suelos o en roca. En el campo de la ingeniería moderna, la geotecnia juega un papel muy importante cuando se trata de caracterizar los suelos y rocas con la finalidad de conocer sus propiedades físico-mecánicas que intervendrán en los diseños, los mismos que deben cumplir con las especificaciones técnicas y normativas nacionales e internacionales.

Analizar la estabilidad de taludes es una actividad muy recurrente cuando se trata de proyectar una carretera, un análisis adecuado es de gran importancia, ya que las superficies laterales que delimitan sea el corte o relleno deben brindar la seguridad para transitar a lo largo de la carretera; las fallas en el terreno provocan deslizamientos y éstos, a su vez, daños en la vía, consecuentemente el cierre al tráfico y en muchos casos pérdidas humanas. Todo lo anterior causa una influencia muy desfavorable en las actividades económicas y sociales de la región.

En el Ecuador, el transporte, sea este comercial, público, particular, entre otros, se efectúa mayoritariamente por carreteras; la Red Vial Nacional está integrada por: La Red Vial Estatal (vías primarias y vías secundarias), la Red Vial Provincial (vías terciarias), y la Red Vial Cantonal (caminos vecinales), distribuidas en las regiones, Costa, Sierra y Oriente. En las vías de la región Sierra son frecuentes los deslizamientos de tierra, aluviones, inestabilidad de taludes, los mismos que pueden ser causados por efectos de la sismicidad, fallas geológicas, entre otros factores climatológicos característicos de la Cordillera de los Andes.

## **1.2 Descripción del problema.**

En el sector de la Curva de Retorno, entre las abscisas 82+500 a la 84+500 ubicada en la carretera Cuenca-Molleturo-Puerto Inca, desde la construcción de la vía a mediados de los años 60, se presenta un fenómeno de movimiento de masa, de manera que frecuentemente afecta este tramo de la carretera. Se han propuesto y ejecutado varias soluciones como la construcción de un sistema de pantallas ancladas con muros de hormigón armado, subdrenajes profundos con tubería PVC perforada, canales abiertos revestidos de hormigón simple con geotextil, cambio de la geometría del talud con la construcción de terrazas recubiertas con hormigón lanzado. Sin embargo, ha continuado el deslizamiento en este tramo, sin que se presente una solución definitiva o que sea sostenible a largo plazo.

### **1.3 Justificación del problema.**

Debido a la complejidad e incertidumbre en la ocurrencia de los movimientos de masa de suelo, es necesario modelar la estabilidad en diferentes estados y escenarios para comprender este comportamiento; las propiedades geomecánicas del suelo y la influencia de fenómenos naturales, como la lluvia, sismos, etc., contribuyen en gran medida a que se presente este fenómeno. Con los datos obtenidos de los muestreos y ensayos en la zona en estudio con los que se cuenta y empleando un software especializado, se busca simular la mayor cantidad de circunstancias que permitan comprender el fenómeno de falla y plantear una propuesta para mitigar este efecto.

### **1.4 Objetivos.**

#### **1.4.1 Objetivo General.**

Modelar diferentes escenarios de estabilidad, utilizando los datos de estudios previos realizados en la zona, y a través del empleo de herramientas tecnológicas, determinar los parámetros que influyen en la inestabilidad de los taludes adyacentes al tramo de la vía en estudio.

#### **1.4.2 Objetivos Específicos.**

- Caracterizar la topografía, geología, hidrología y geotecnia de la zona de estudio, y con los datos existentes establecer un perfil geométrico geotécnico.
- Analizar la estabilidad de talud empleando modelos geotécnicos proporcionados por los programas computacionales, considerando diferentes escenarios.
- Presentar una propuesta para estabilizar los taludes adyacentes al tramo de la vía en estudio.

#### **1.5 Ubicación geográfica.**

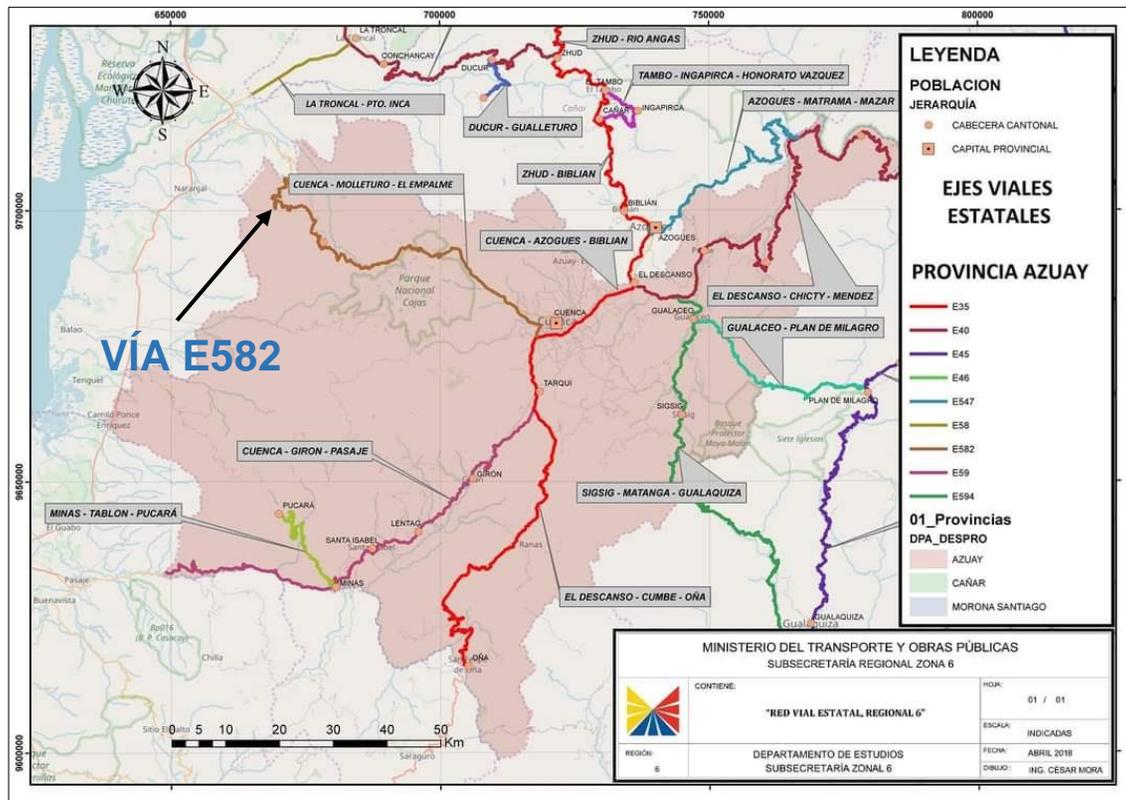
La zona de estudio se ubica geográficamente en la sierra sur del Ecuador, en la cordillera Occidental que forma parte de la Cordillera de los Andes, en la provincia del Azuay, cantón Cuenca, parroquia Molleturo, entre las abscisas 82+500 a la 84+500 (curva de retorno), carretera estatal E582, (Figura 1.1).

#### **1.6 Relieve y topografía.**

La zona de estudio tiene una configuración muy accidentada caracterizada por elevaciones alargadas que forman una serie de ensilladura, su elevación máxima está

aproximadamente a 2081 metros sobre el nivel del mar, pertenece a una formación montañosa característica de la sierra central sur del Ecuador. Baquero (2004).

Figura.1.1 Red Vial Estatal Regional 6.



Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

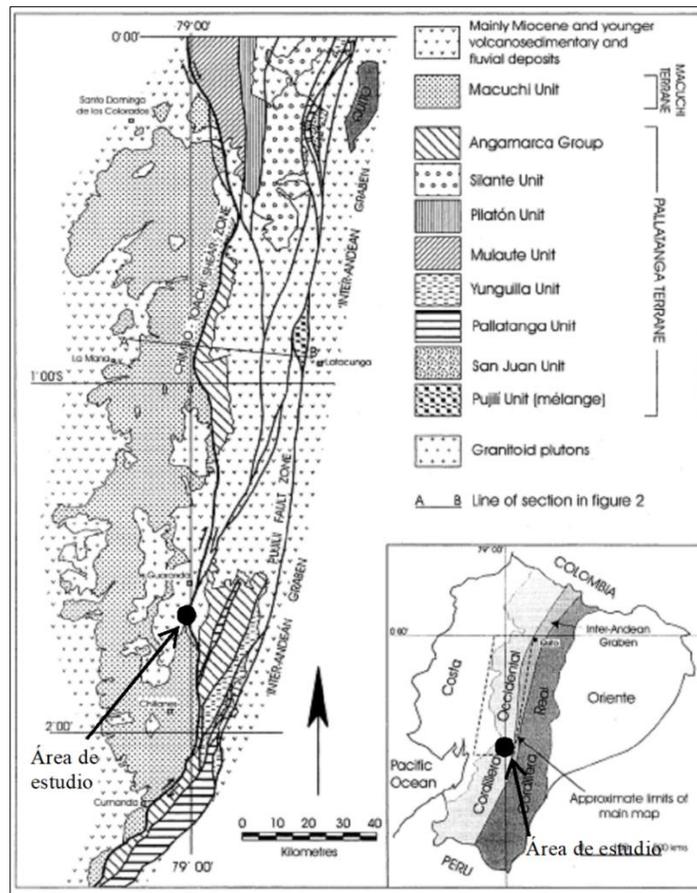
### 1.6.1 Geología Regional y Local.

Dos franjas paralelas se forman a lo largo de gran parte de la cordillera de los Andes: la cordillera Occidental y la Real; están separadas por un graben central que está relleno de rocas volcánico-sedimentarias del Plioceno y Cuaternario.

El lugar de estudio se ubica en la cordillera Occidental (Figura 1.2); la misma que está configurada de dos estructuras, Pallatanga y Macuchi:

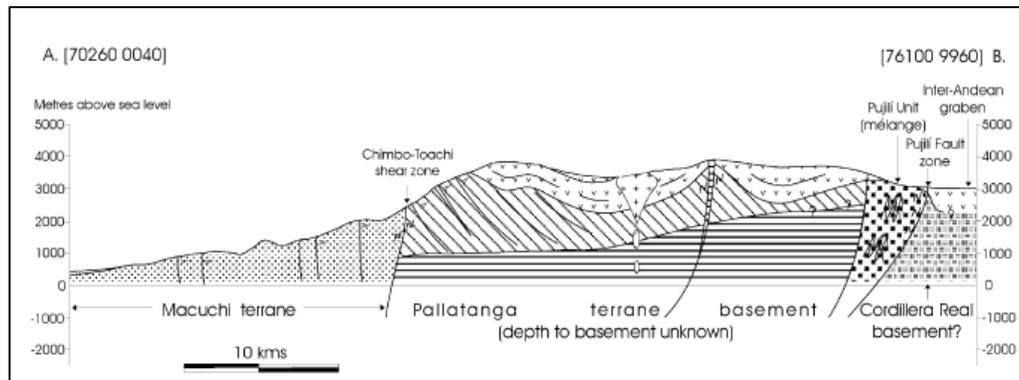
- Zona vieja llamada Pallatanga, conformada predominantemente de rocas de corteza oceánica del Cretácico temprano a tardío, este último está compuesto de rocas y turbiditas marinas. Esta zona, está delimitada por la falla Chimbo-Toachi al oeste, y al este por la sutura con la cordillera Real, conocida como falla Pujilí (Figura 1.3). En contraste con la formación Macuchi, la unidad Pallatanga comprende varias unidades litoestratigráficas que forman una sola serie compuesta por basaltos del piso oceánico, rocas ultramáficas y turbiditas. (MTOPEcuador, 2012)
- La zona joven, que se lo conoce como Macuchi, consiste en rocas basálticas a andesíticas y una secuencia de rocas volcano-sedimentarias correspondientes a un arco de islas. (MTOPEcuador, 2012)

Figura 1.2 Geología Regional.



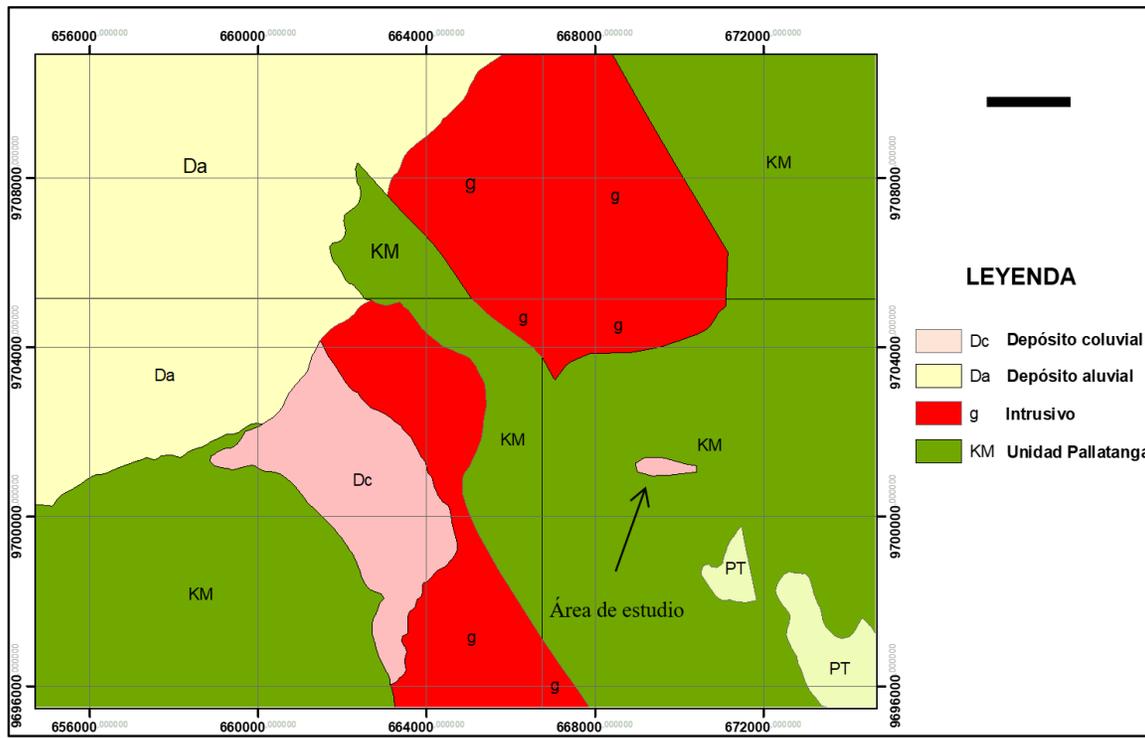
Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

Figura 1.3 Corte A-B de Geología Regional.



Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

Figura 1.4. Geología del sector en estudio.



Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

Por la geomorfología del área de estudio, Figura 1.4, se define que la zona dentro del coluvión se ha “acomodado” mediante movimientos relativos hasta tomar la forma topográfica que hoy posee. La parte baja del coluvión converge hacia un drenaje que se está extendiendo desde el talud superior hacia la vía inferior. Al profundizarse este drenaje por acción erosiva el coluvión, intenta volver a su estado de equilibrio mediante el transporte de material talud abajo, para balancear su masa, y esto es justamente lo que ocasiona el constante movimiento. (MTOPEcuador, 2012)

### **1.6.2 Clima y vegetación.**

El clima de una determinada región se define como el conjunto de características atmosféricas encontradas en dicha región, incluyendo la temperatura, la precipitación, la humedad, vientos y nubosidad. La vía atraviesa cuatro tipologías climáticas, iniciando en la ciudad de Cuenca con un clima Ecuatorial Mesotérmico Semi-Húmedo, posteriormente al ingresar al Parque Nacional del Cajas cambia a Ecuatorial de Alta Montaña, situación que se mantiene hasta la altura de un sector llamado Miguir, donde cambia nuevamente a Ecuatorial Mesotérmico, y en la parte baja cambia a un clima Tropical Megatérmico Semi-Húmedo. La precipitación media multianual en la región es de 730 mm, ésta se incrementa en la época invernal. (MTOPEcuador, 2012)

El tipo de formación vegetal se denomina Bosque de Neblina Montano (Bnm), y se encuentra ubicada al Sur de la Cordillera Occidental. La vegetación original está en su mayor parte destruida y ha sido reemplazada por la siembra de árboles de Cupressus (ciprés); en este bosque, hay abundante musgo en los árboles, orquídeas, helechos y bromelias. (Baquero, y otros, 2004).

En la Figura 1.5, se puede observar la vegetación característica de la zona de estudio.

**Figura. 1.5 Vegetación de la zona de estudio.**



Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

### **1.6.3 Hidrogeología.**

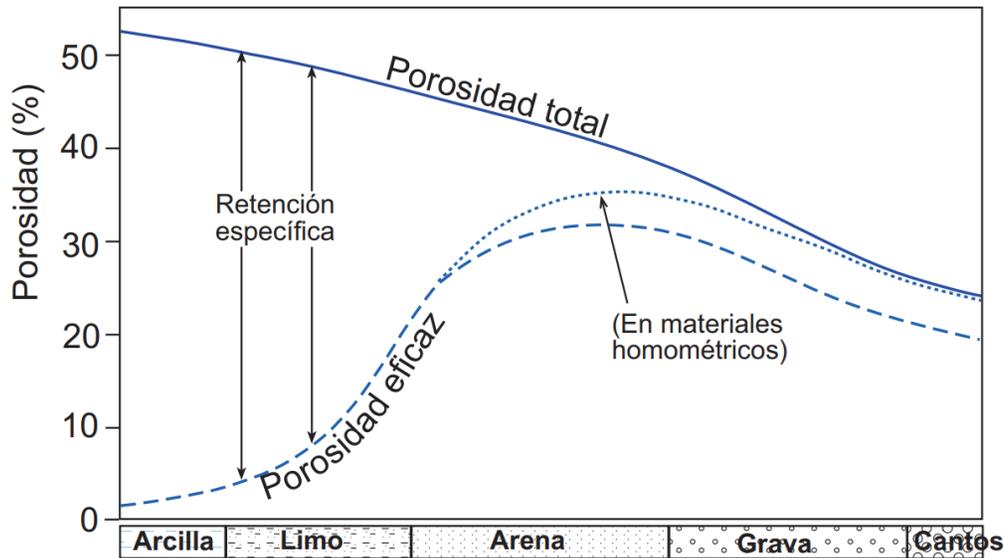
El subsuelo, de la pequeña cuenca, que contribuye al escurrimiento en los puntos de interés (tramos de la vía) está constituido por un coluvial de espesor variable (máximo 50 m) de alta permeabilidad, ubicado sobre un basalto de la unidad Pallatanga, que está fracturado. (MTOPEcuador, 2012)

Sobre el tramo superior de la vía, el talud se ha escalonado con bermas, y se ha revestido con hormigón lanzado, trabajos realizados hace varios años. En la actualidad el hormigón está muy fracturado y, a través de las grietas se infiltra agua, que en este sector escurre superficialmente debido a la impermeabilización proporcionada por el revestimiento del hormigón (MTOPEcuador, 2012).

El material coluvial está conformado por una mezcla de roca, arena y limo de acuerdo a los datos de los sondeos geotécnicos en la zona de estudio que se describirán más adelante, la permeabilidad vertical y horizontal está definida por la clasificación de los suelos y roca, el agua que se infiltra se profundiza hasta un estrato intermedio donde se podría considerar como un nivel freático, el agua escurre a través del contacto coluvial-basalto, y se infiltra en este último, debido a las grietas que presentan por estar fracturado. (MTOPEcuador, 2012).

En su viaje hacia la zona de saturación, el agua que se infiltra satisface primero la deficiencia de la humedad del suelo, hasta llegar a la capacidad de campo, que es la máxima cantidad de agua que un suelo puede retener en contra de la acción de la gravedad. Este valor se denomina, retención específica, la que sumada al rendimiento específico (en acuíferos libres) es igual a la porosidad del material. En el invierno la recarga puede ser importante debido a las características de la cobertura vegetal y de los suelos que propician una fuerte infiltración. Si se considera que el material del subsuelo es isótropo, el contenido de humedad en este, fluctuará entre un punto próximo a la saturación y uno cercano al índice de retención específica. (MTOPEcuador, 2012).

**Figura 1.6 Variación de la porosidad respecto a la granulometría.**



Fuente: Conceptos Fundamentales de Hidrogeología (F. Javier Sánchez San Román)

En conclusión, el tipo de vegetación y las características del suelo propician una alta infiltración, el escurrimiento superficial generado por las lluvias es bajo o nulo, debido a la densa cobertura vegetal de los suelos y a la baja intensidad de las precipitaciones y la permeabilidad en el coluvial debe ser isotrópica, por lo que el movimiento, en condiciones naturales, es preferentemente vertical. (MTOPEcuador, 2012)

### 1.7 Probabilidad de deslizamiento.

Sharpe en 1938 definió los deslizamientos como la caída perceptible o movimiento descendente de una masa de tierra, roca o ambas. Según Crozier (1986) un

deslizamiento se define como el movimiento gravitacional hacia el exterior de la ladera y descendente de tierras o rocas sin la ayuda del agua como agente de transporte.

En general, los movimientos en masa son originados por la conjugación de diversos factores detonantes como sismos o lluvia, y se constituyen en una causa frecuente de desastres alrededor del mundo (Hidalgo Montoya & Vega Gutiérrez, 2014).

Un deslizamiento ocurre cuando se rompe o pierde el equilibrio de una porción de los materiales que componen una ladera y se deslizan ladera abajo por acción de la gravedad. Aunque los deslizamientos usualmente suceden en taludes escarpados, tampoco es raro que se presenten en laderas de poca pendiente. Son primariamente ocasionados por fuerzas gravitacionales, y resultan de una falla por corte a lo largo de la frontera de la masa en movimiento, respecto a la masa estable; se alcanza un estado de falla cuando el esfuerzo cortante medio aplicado en la superficie potencial de deslizamiento, llega a ser igual a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o roca. Los deslizamientos pueden ser desencadenados tanto por cambios en el ambiente natural, como por actividades humanas. (Manuel J. Mendoza L & Leobardo Domínguez, 2001)

Cuantitativamente, se puede estimar la probabilidad de deslizamiento en taludes, en donde 0 (cero), representa que no ocurrirá deslizamiento; y 1 (uno), representa la ocurrencia de deslizamiento. También, cualitativamente, en base a una escala de probabilidad, se puede estimar la probabilidad de deslizamiento, para lo cual se emplean términos cualitativos como, muy bajo o muy alto, más importante o menos importante.

De cualquier manera, la estimación de la probabilidad de deslizamiento sea en forma cuantitativa o cualitativa, éstos deben ser definidos de manera correcta para así evitar ambigüedades.

La estabilidad de las laderas está condicionada por la acción simultánea de una serie de factores. Desde un punto de vista físico, los deslizamientos se producen como consecuencia de los desequilibrios existentes entre las fuerzas que actúan sobre un volumen de terreno. Los factores que influyen en la estabilidad de las laderas se pueden separar en dos grandes grupos (Ferrer, 1987): factores internos y externos. (Corominas, 1989).

Los factores internos condicionan las diferentes tipologías de deslizamiento, los mecanismos y modelos de rotura. Dentro de ellos encontramos características intrínsecas relativas a las propiedades del material y a su resistencia y las características extrínsecas no relacionadas con el material y sí con la morfología de la ladera y condiciones ambientales de ésta. Las primeras incluyen parámetros como la litología, textura (granulometría, cementación), consolidación y espesor de los materiales y parámetros estructurales relativos a planos de estratificación y de debilidad (diaclasas, fallas y fracturas). En las características extrínsecas podemos encontrar las morfológicas como la pendiente de la ladera y su disposición respecto a discontinuidades geológicas y la orientación (relacionada con la humedad del terreno), y factores de tipo ambiental como cambios estacionales de temperatura y tipo y cambios en la vegetación. La pendiente del terreno, así como la morfología propia de la ladera es un factor y

condicionante previo a partir del cual el resto de factores se combinarán influyendo en la estabilidad. (Corominas, 1989)

Los factores externos actúan sobre el material y dan lugar a modificaciones en las condiciones iniciales de las laderas, provocando o desencadenando las roturas debido a las variaciones que ejercen en el estado de equilibrio de aquellas.

La infiltración de agua provoca el aumento de la presión intersticial disminuyendo la resistencia de los materiales. La relación entre ocurrencia de deslizamientos y períodos lluviosos o de deshielo es bien conocida. Las variaciones del nivel de agua subterránea pueden ser debidas a intensas precipitaciones o épocas de deshielo, intervenciones humanas, etc. (Corominas, 1989)

Las vibraciones, por otra parte, provocan aceleraciones en el terreno favoreciendo la rotura y la licuefacción. Éstas pueden ser debidas a movimientos sísmicos naturales o inducidos por el hombre como explosiones mineras o por obras públicas. La sacudida debida a terremotos naturales es una de los principales agentes que generan deslizamientos siendo capaces, en el caso de los terremotos más grandes, de desencadenar miles de deslizamientos a lo largo de áreas de más de 100.000 km<sup>2</sup> (Keefer, 1984).

Finalmente, las actividades humanas alteran el equilibrio de las laderas debido a cargas estáticas provocadas por construcciones de edificios, construcciones de taludes

para vías de comunicación, explotaciones mineras y construcciones de presas. Así mismo los cambios en el recubrimiento vegetal como la tala de bosques, la repoblación con especies alóctonas, incendios forestales y otros también influyen en la estabilidad de las laderas. (Corominas, 1989)

### **1.7.1 Métodos de estabilización de taludes.**

En el estudio de taludes, existe cierta incertidumbre en la aplicación de los parámetros geotécnicos adoptados para su diseño, debido a que las propiedades de los suelos y rocas pueden variar significativamente de un punto a otro. Esta variabilidad es considerada como característica propia del ingeniero geotécnico y debe ser estimada dentro de su diseño; esto obviamente, es compensado, tolerando un cierto riesgo, es decir, utilizando un factor de seguridad (Suárez, 2001).

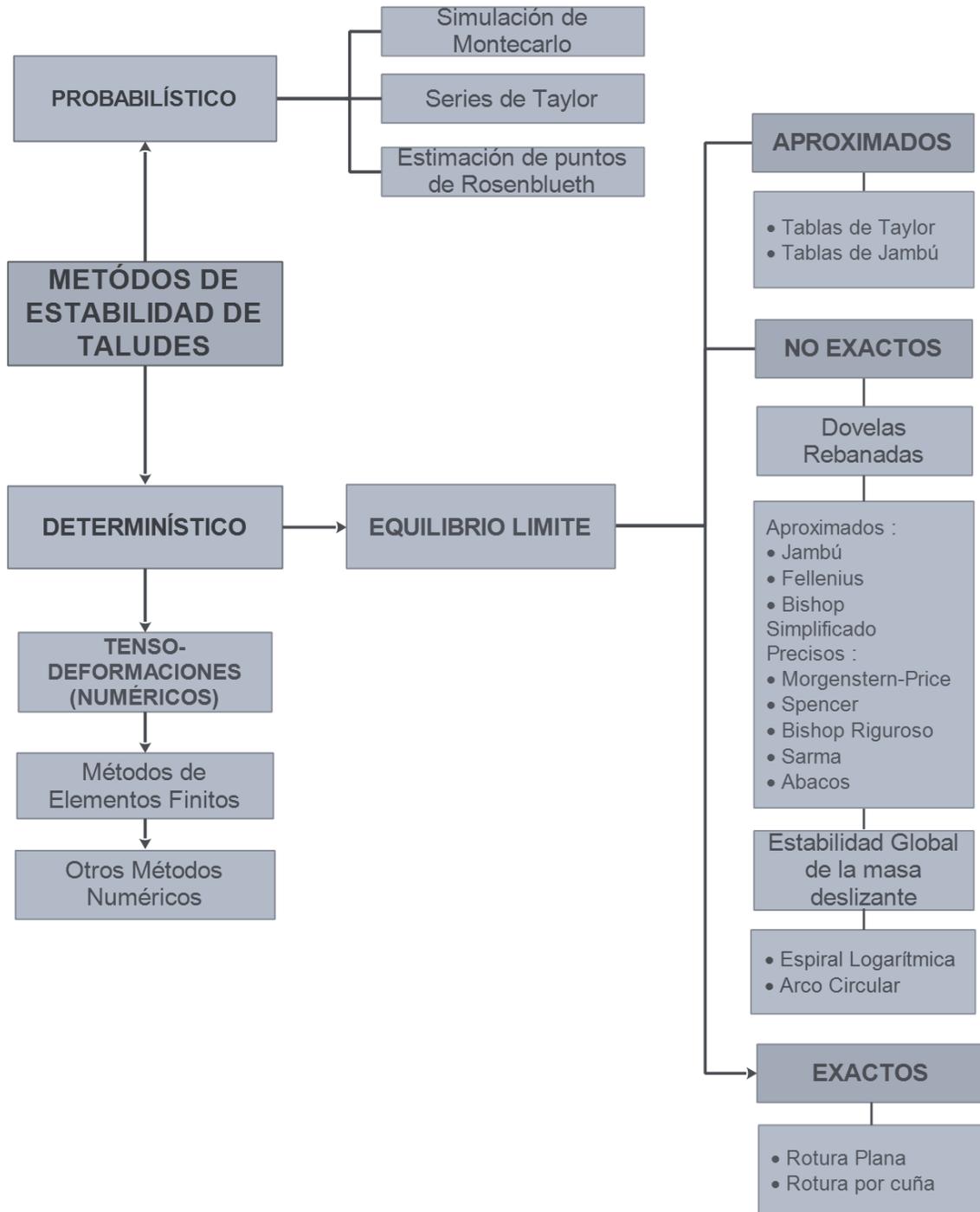
En casi todos los métodos que son de carácter determinístico, la seguridad de un talud se cuantifica por medio del Factor de Seguridad (F.S.), que se define como el coeficiente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto, el cual se supone constante en toda la superficie de deslizamiento (Alzate, 2005).

Los métodos determinísticos se utilizan para el estudio de la estabilidad de una ladera o talud concreto. Se fundamentan en métodos basados en el equilibrio límite o en modelos numéricos teniendo una base física, lo que es una gran ventaja respecto a otros

métodos. Los datos de entrada son derivados de ensayos de laboratorio y se utilizan para determinar el factor de seguridad de la ladera. Estos métodos muestran un grado de fiabilidad alto en el caso en que los datos utilizados tengan gran fiabilidad. (Van Westen, 1993).

Para la estabilidad de taludes, además de las condiciones estáticas, se consideran también la pseudoestáticas, donde las cargas sísmicas están representadas por fuerzas estáticas horizontales y verticales; se emplea el mismo análisis que los métodos de equilibrio límite, aplicando la fuerza en todos los elementos analizados en el talud, que es igual al peso de la masa de deslizamiento potencial multiplicado por un coeficiente sísmico (expresada como una fracción de la aceleración debido a la gravedad). Este coeficiente ( $K_h$ ,  $K_v$ ), simula la naturaleza de la fuerza que obedece a la intensidad sísmica, duración del movimiento y a la frecuencia. Generalmente, no se toma en cuenta el coeficiente sísmico vertical (Suárez, 2001).

Figura 1.7 Métodos de estabilización de taludes más usados.



Fuente: Adaptado por los autores (2021)

### 1.7.2 Riesgo.

El riesgo es un concepto humano que se define como la combinación de la probabilidad o frecuencia de que un evento ocurra y la magnitud e impacto de las consecuencias que este evento produciría sobre la población o las infraestructuras. El riesgo trae consigo la existencia de un peligro, pero un fenómeno peligroso no conduce necesariamente a un riesgo para la población. Los siguientes conceptos basados en Varnes (1984) definen bien la relación entre peligrosidad y riesgo.

La peligrosidad (P) es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente perjudicial dentro de un período de tiempo determinado y en un área específica.

La vulnerabilidad (V) es el grado de pérdida provocado por la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud determinada sobre un elemento o conjunto de elementos.

El riesgo específico ( $R_s$ ) es el grado de pérdida esperado debido a un fenómeno natural y se expresa como el producto de P por V. Los elementos bajo riesgo (E) de un área son la población, las propiedades, etc.

Finalmente, el riesgo total ( $R_t$ ) corresponde al número de vidas perdidas, daños a la propiedad y a las personas, etc. debidas a un fenómeno natural concreto. El riesgo total

se define como el producto del riesgo específico y de los elementos bajo riesgo como se observa en la siguiente expresión:

$$Rt = E.Rs = E.(P.V) \quad (\text{Ec. 1.1})$$

El primer paso en la evaluación del riesgo consiste en la estimación de la peligrosidad a roturas de laderas y ésta, a su vez, se evalúa determinando los siguientes aspectos (Varnes,1984; Corominas, 1987; Hartlén y Viberg, 1988):

- Evaluar la susceptibilidad de la ladera a las roturas por deslizamientos.
- Determinar el comportamiento del deslizamiento (movilidad y dimensiones de este).
- Establecer la potencialidad del fenómeno (probabilidad de ocurrencia).

De esta manera, el factor de seguridad que se considera en los análisis depende significativamente del nivel de riesgo que tengamos.

### **1.7.3 Clasificación del tipo de fallas de taludes.**

La clasificación de los tipos de falla de taludes se basa en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan la falla. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla. (OPS, 1997)

Toda masa de suelo que constituya un talud natural, terraplén o corte, presenta una tendencia a desplazarse hacia la parte baja y al frente por efecto de su propio peso. Cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo contrarresta esa tendencia, el talud es estable; en caso contrario, se produce un deslizamiento. (Valeria & Jair, 2014)

Los desprendimientos o caídas son relevantes desde el punto de vista de la ingeniería porque la caída de uno o varios bloques puede ocasionar daños a estructuras o a otros taludes que se encuentren en la parte inferior y podría originar una destrucción masiva.

Los desprendimientos se producen comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados. Generalmente, antes de la falla ocurre un desplazamiento, el cual puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión. (OPS, 1997).

**Tabla 1.1 Clasificación de fallas de taludes adaptada de Hunt (1984)**

<b>Tipo de falla</b>	<b>Forma</b>	<b>Definición</b>
Desprendimientos	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca
Fuente: (OPS, 1997)		

## 1.8 Sismicidad.

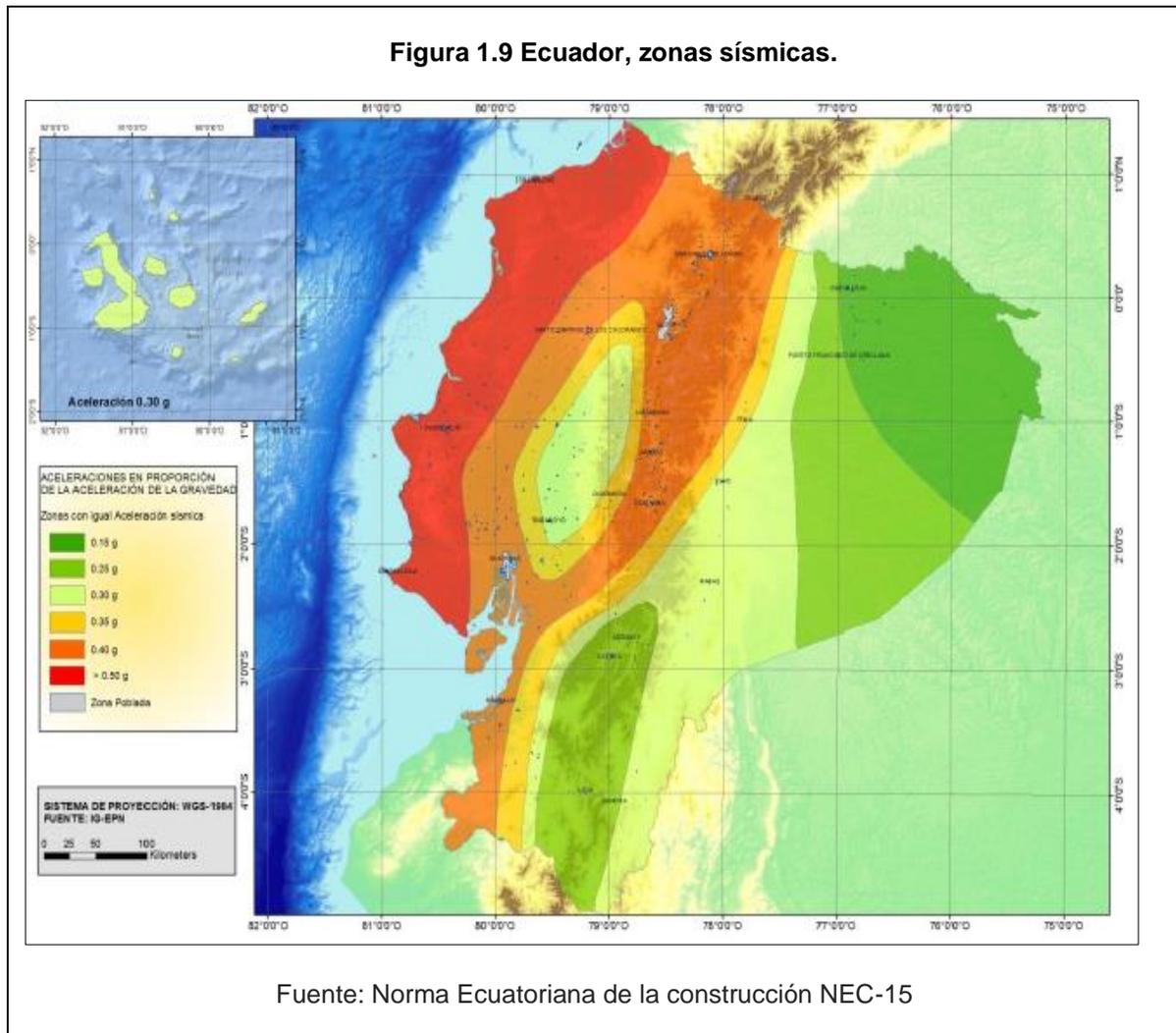
Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que está sometido un talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares puede provocar el fenómeno conocido como licuación. (Tardeo de la Cruz & Zanabria Pari, 2016).

Cuando ocurre un evento sísmico, los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

- Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve.
- Fuerzas de inercia inducidas por las propias masas
- Cambio en los parámetros geotécnicos que caracterizan a los materiales, que constituyen el talud.

En los análisis de estabilidad de taludes denominados pseudosestáticos, se considera la influencia de un evento sísmico; la intervención del sismo se da a través de la fuerza sísmica, a la cual se le considera como una fuerza horizontal que actúa sobre la masa de suelo inestable, cuya magnitud es calculada al multiplicar el peso de dicha masa por un factor denominado coeficiente sísmico dependiente del tipo de sismicidad de la zona. (Tardeo de la Cruz & Zanabria Pari, 2016).

Los valores recomendados en análisis de estabilidad de taludes, para zonas sísmicas, están basados en una zonificación según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (Figura 1.9). (NEC-SE-GC, 2015)



El mapa de zonificación sísmica, para diseño, proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años. Se usa el valor de  $Z$ , que

representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (Tabla 1.2). (NEC-SE-GC, 2015).

**Tabla 1.2 Valores del factor Z, en función de la zona sísmica adoptada.**

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15

### **1.9 Factor de seguridad.**

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el grado de amenaza para que el talud falle en las condiciones más desfavorables de comportamiento para el cual se diseña.

Por lo general, se tiende a asegurar la calidad o el buen comportamiento de un talud a partir del concepto de *factor de seguridad (Fs)*. Este valor se usa para examinar el estado de la estabilidad de los taludes. (Suárez Burgoa, 2016)

El factor de seguridad es un concepto que se origina del método de equilibrio limite en el análisis de estabilidad de taludes. Este factor es un índice que expresa la relación entre, la resistencia media al corte del material del macizo a lo largo de una potencial superficie de ruptura; y, la resistencia de corte estrictamente necesaria para mantener el terreno en equilibrio. (Suárez Burgoa, 2016)

Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S = \frac{\textit{Resistencia a Corte}}{\textit{Esfuerzo al cortante}} \quad (\text{Ec. 1.2})$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S = \frac{\textit{Momento resitente}}{\textit{Momento Actuante}} \quad (\text{Ec 1.3})$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico. La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde se satisface el criterio de falla de Coulomb a lo largo de una determinada superficie (Tabla 1.3). Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad. Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de

cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos. (Suárez, 2001)

$$F.S = \frac{\Sigma \text{Resistencias al Corte}}{\Sigma \text{Esfuerzos al cortante}} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

**Tabla 1.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.**

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobre determinada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobre determinada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.

Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficientes sísmicos. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Fuente: (Suárez, 2001)

Otra definición, del factor de seguridad, es aquella relación numérica entre la resistencia a corte disponible del material del macizo en la superficie de ruptura analizada y los esfuerzos de corte que generaran el movimiento de la masa. El concepto radica en tomar en cuenta:

- Los esfuerzos que resisten y contrarrestan a los esfuerzos que causan el movimiento de la dovela  $\sigma_r$  (*i.e.* esfuerzos estabilizantes);
- Los esfuerzos que causan el movimiento de la dovela  $\sigma_m$  (*i.e.* esfuerzos movilizantes o desestabilizantes).

Para este análisis es aconsejable desarrollar las ecuaciones a nivel de esfuerzos. Todo esfuerzo se aplica a lo largo de la superficie inclinada de deslizamiento, por tanto, en el análisis de cada dovela se tiene que proyectar toda fuerza normal o paralela a esa superficie y distribuirla en toda su longitud. (Suárez Burgoa, 2016)

Sin embargo, el concepto de factor de seguridad está ligado al concepto que se adopte de ruptura bajo el marco del método de equilibrio limite; y a las condiciones que generan dicha ruptura, como ser: ruptura en condiciones estáticas o dinámicas, o ruptura en condiciones drenadas y no drenadas.

Existen diferentes definiciones de ruptura de un talud dentro del marco del método de equilibrio limite. Por ejemplo, para el caso estático, la ruptura de un talud se da cuando se crea una zona plástica a lo largo de una superficie en el macizo desde dos puntos

extremos en el terreno (desde la base hasta la corona del talud); y cuando existe un cambio en la velocidad de los desplazamientos de una masa potencial a romperse. (Suárez Burgoa, 2016)

De similar modo, la ruptura de un talud en condiciones dinámicas (bajo el mismo marco del método de equilibrio limite) puede existir cuando:

- Existe la creación de una zona plástica a lo largo de una superficie en el macizo desde dos puntos extremos en el terreno (como el caso estático); los desplazamientos permanentes de la masa potencial a romperse no se mantienen constantes.
- Existe cambio en la velocidad en los desplazamientos permanentes de la masa potencial a romperse.

En el concepto dinámico, el desplazamiento permanente se refiere a aquellos generados después de un evento dinámico (un sismo). La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, en su capítulo de Geotecnia y Cimentaciones, recomienda factores de seguridad mínimos que se emplean en la práctica de la ingeniería para la verificación de la estabilidad de taludes, (Tabla 1.4)

**Tabla 1.4 Factores mínimos de Seguridad recomendados.**

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15

El factor de seguridad puede variar a diferentes tiempos durante la construcción de terraplenes y a partir del corte de ladera o talud.

El factor de seguridad ( $FS$ ), es consecuencia de la reducción de parámetros de resistencia del suelo. Este procedimiento lo realiza el software, reduciendo progresivamente el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y la cohesión ( $c$ ) del suelo, hasta que se produce la rotura de la estructura. Una vez determinado el factor de seguridad, se puede considerar alternativas de solución y con ello lograr la estabilización del talud. En el análisis determinístico del método de equilibrio límite, el factor de seguridad contra la falla es tomado como la relación entre las fuerzas resistentes y los momentos o fuerzas actuantes; entonces, el talud es considerado estable si el factor de seguridad es mayor que uno; también es importante señalar que el factor de seguridad es constante sobre toda la superficie de falla, y dado que se asume que la superficie potencial de falla es

rígida-perfectamente plástica, entonces, los análisis de equilibrio límite no proveen información acerca de la deformación del talud.

Con regularidad los problemas de estabilidad de taludes se resuelven en un entorno 2D; el suelo en el cuerpo de talud puede ser encontrado bajo el nivel freático, el agua puede también exceder el nivel del talud, lo cual puede ser parcial o totalmente inundado. El talud puede estar sometido a una sobrecarga de forma general ya sea al nivel del suelo o dentro del cuerpo del suelo.

Los softwares de modelamiento de suelo tienen dos tipos de enfoques para el análisis de estabilidad, el método clásico de acuerdo con el factor de seguridad o el análisis según la teoría de los estados límites. (Fine software, 2021)

La superficie de deslizamiento se puede modelar de dos formas:

- Circular: Métodos de Fellenius/Petterson, Bishop o Spencer o Janbú o Morgenstern-Price, Shahunyants, ITF.
- Poligonal: Métodos Sarma o Spencer o Janbú o Morgenstern-Price, Shahunyants, ITF.

Un análisis de equilibrio límite permite obtener un factor de seguridad y obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de

poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder al cálculo del factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento. (Suárez, 2001)

La mayoría de los métodos de equilibrio límite tienen en común, la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla. (Suárez, 2001)

Es común definir la estabilidad de un talud en términos de un Factor de Seguridad (F.S.), obtenido de un análisis matemático determinístico; cuyos modelos, deben tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad, como son la geometría del talud, parámetros geológicos, cargas estáticas y dinámicas por efecto de los sismos, flujos de agua, propiedades del suelo, etc. (Torres, 2007).

Para este trabajo, se considera el equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos para la estabilización de la masa de suelo en el sitio, utilizando modelos bidimensionales mediante la técnica de elemento finito, empleando el programa PLAXIS 2D, considerando el comportamiento no lineal de los geomateriales presentes en el sitio y las propiedades estructurales de los elementos existentes y recomendados como parte de las alternativas de solución.

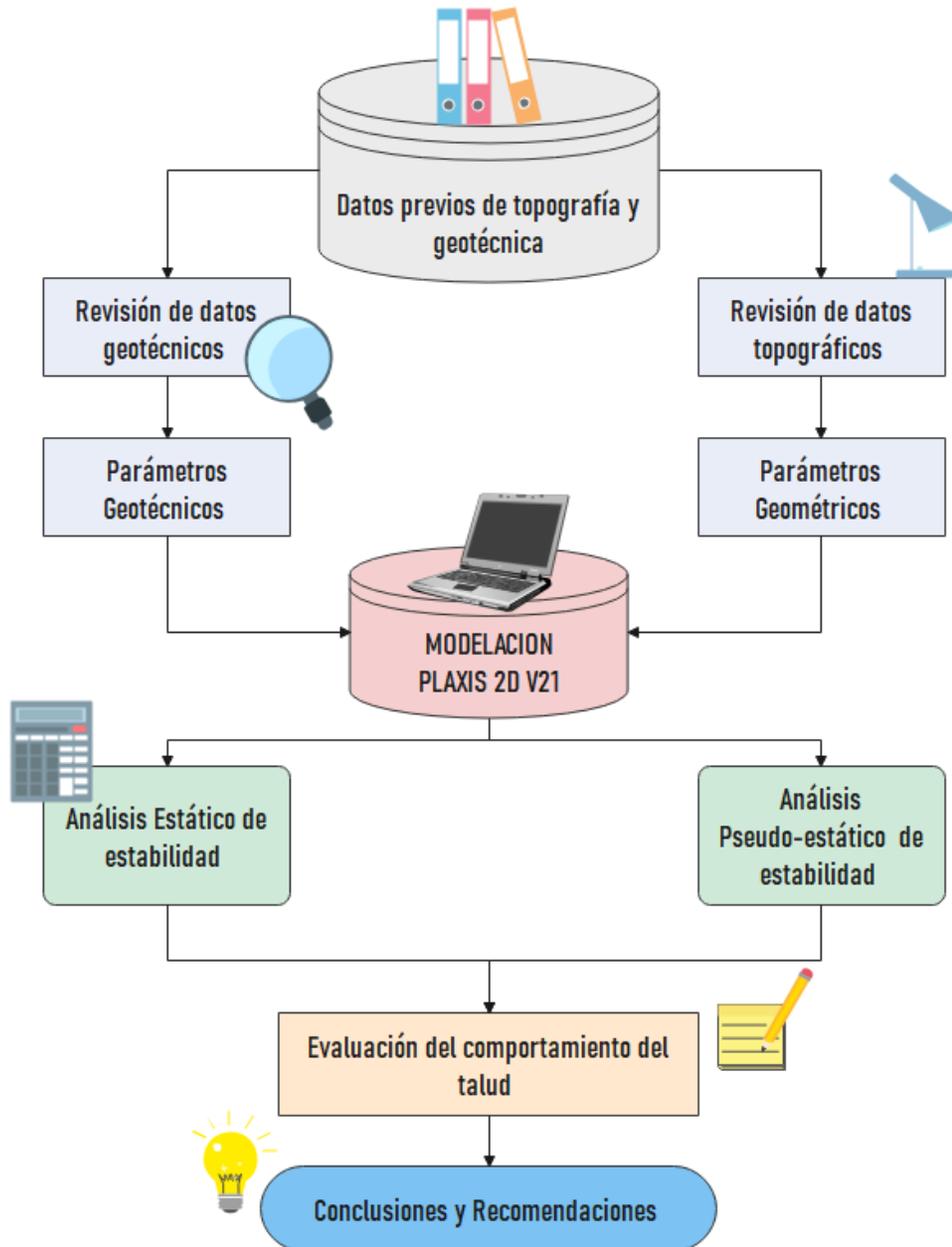
Primero definiremos la geometría para el análisis en PLAXIS 2D, luego se asignarán los elementos y aplicaciones que se utilizan para obtener los resultados del modelo, aquí, se definirán las propiedades físicas y geomecánicas a ser utilizadas para cada elemento.

PLAXIS 2D, realiza un análisis de elementos finitos a un perfil de suelo, y que luego de ser asignadas las propiedades físicas, hidráulicas y geomecánicas, efectúa una simulación realista del comportamiento no lineal, dependiente del tiempo y anisotrópico de suelos y/o rocas. Dado que el suelo es un material de múltiples fases, los procedimientos especiales característicos del programa computacional permiten realizar cálculos en que el material se halle en condiciones drenadas o no drenadas o que no se pueden producir presiones intersticiales, entre otros, se plantea la modelación del cálculo del **Factor de Seguridad (Fs)** en cada una de las fases, que para nuestro caso de estudio, se hará el análisis del comportamiento que tiene la masa de suelo y describiendo los efectos que se generan tanto en el estado estático como en el estado pseudoestático.

# CAPÍTULO 2

## 2. METODOLOGÍA.

Figura 2.1 Flujo de trabajo del modelamiento de estabilidad propuesto.



Fuente: Elaborado por los autores (2021)

## **2.1 Investigación preliminar.**

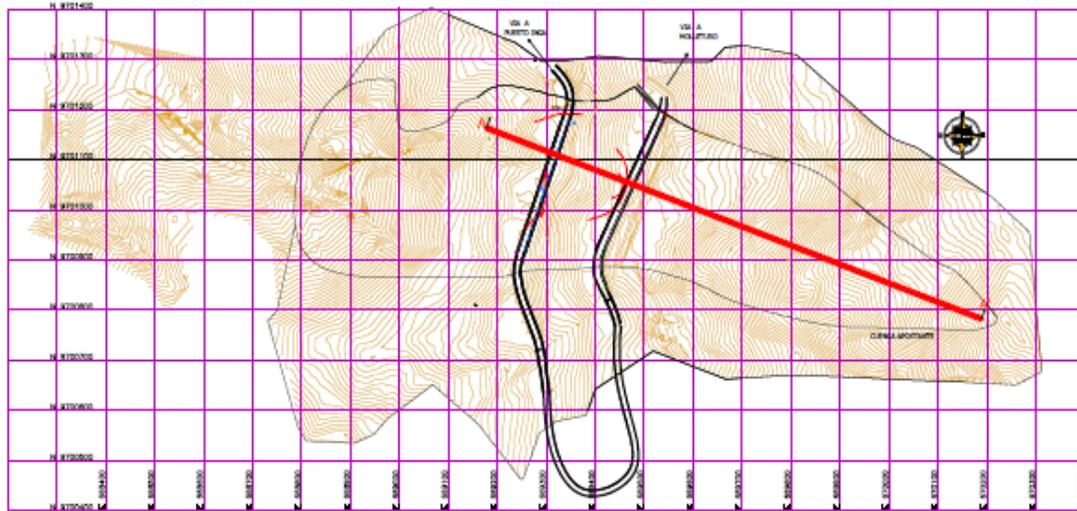
Establecemos como investigación preliminar el reconocimiento del lugar del proyecto, para mediante observación de campo, determinar variaciones o irregularidades que se hayan producido respecto a los datos topográficos existentes y conocer detalladamente las características del lugar del proyecto como son: ubicación, topografía, asentamientos, condiciones ambientales, construcción de obras de sostenimiento, entre otros.

Los trabajos de oficina se cumplieron con el objetivo de recopilar y procesar información sobre el proyecto; de estos, se tomaron los datos más importantes de los trabajos de consultoría geotécnica ya efectuados para la estabilización de taludes en la curva de retorno abscisas 82+500 a 84+500, los mismos que fueron realizados por MTOP en el año 2012.

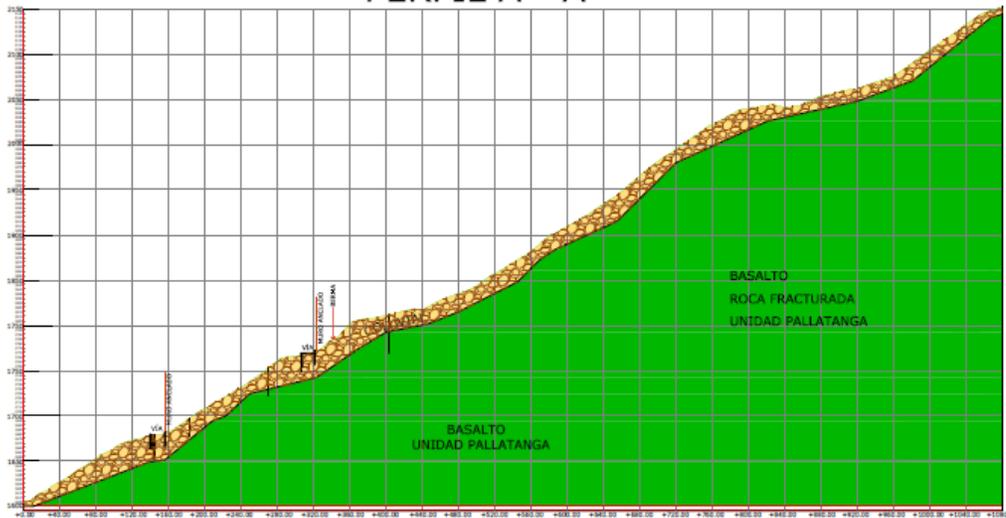
El presente estudio, propone evaluar el talud en el cual se observa que existe falla, esto, a través de un análisis de estabilidad y la variabilidad de los parámetros geotécnicos que caracterizan su perfil geotécnico.

### 2.1.1 Topografía y geomorfología del área de estudio.

Figura 2.2: Levantamiento planimétrico y perfil topográfico.



PERFIL A - A'



Fuente : (MTOPEcuador, 2012)

Es importante disponer de datos precisos del sitio, donde se localizaron los sondeos, las áreas donde se efectuó el levantamiento de las grietas, la ubicación de estructuras y de las secciones que se analizaron.

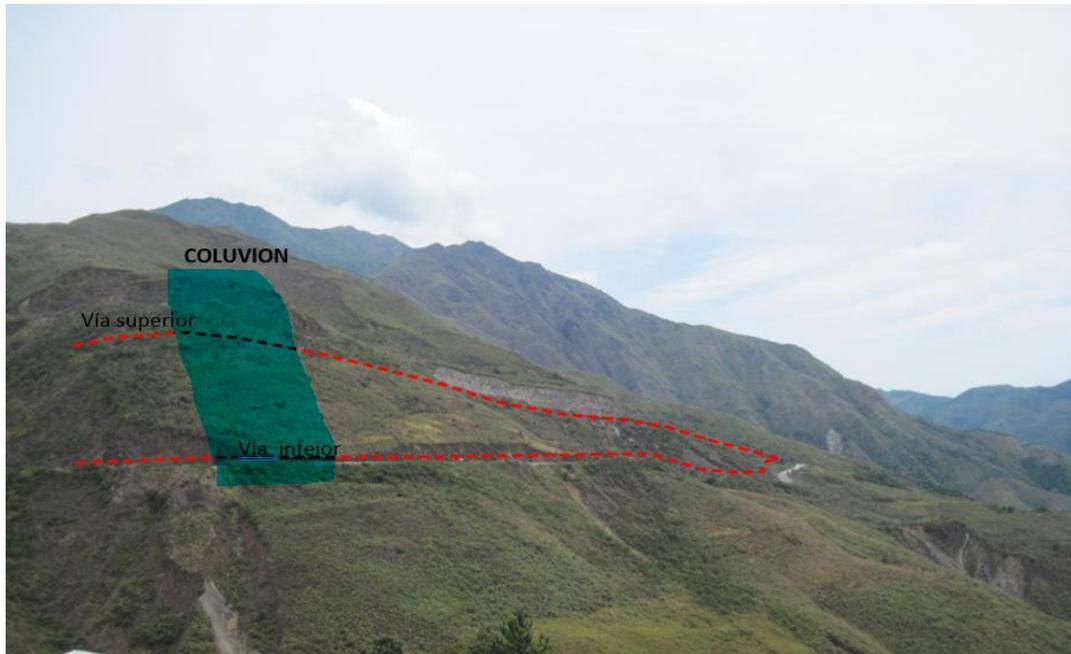
Los registros de la topografía, ya ejecutados en el estudio precedente, nos proporcionan datos de los perfiles topográficos, y con ellos se han generado curvas de nivel y perfiles longitudinales requeridos para la modelación.

La formación geológica del terreno es irregular, y desde luego las características del suelo varían considerablemente de un lugar a otro; sin embargo, en forma general, se puede determinar un grado de inclinación de la sección transversal a la vía, Figura 2.2, con una pendiente aproximada de  $51^\circ$  respecto de la horizontal.

Con el objetivo de tener una idea más clara del emplazamiento del sitio del proyecto, describiremos a la vía de mayor nivel topográfico como vía superior, y la de menor nivel topográfico, como vía inferior, Figura 2.3. El perfil total tiene una longitud de 1085 metros y una altura de 545 metros iniciando en la cota 1600 msnm y finalizando por sobre la cota 2150 msnm.

Las formas que definen esta superficie, está dado por un acomodo del coluvión; esta particularidad se debe a los movimientos relativos que se manifiestan hasta tomar la forma topográfica que hoy poseen. La parte baja del coluvión converge hacia un drenaje que se está extendiendo desde el talud en la vía superior hacia la vía inferior. Al profundizarse este drenaje por acción erosiva del coluvión, este intenta volver a una posición estable mediante el transporte de material talud abajo, para balancear su masa, y es lo que ocasiona el constante movimiento.

**Figura 2.3 Panorámica de los taludes en falla por deslizamiento sector en estudio.**

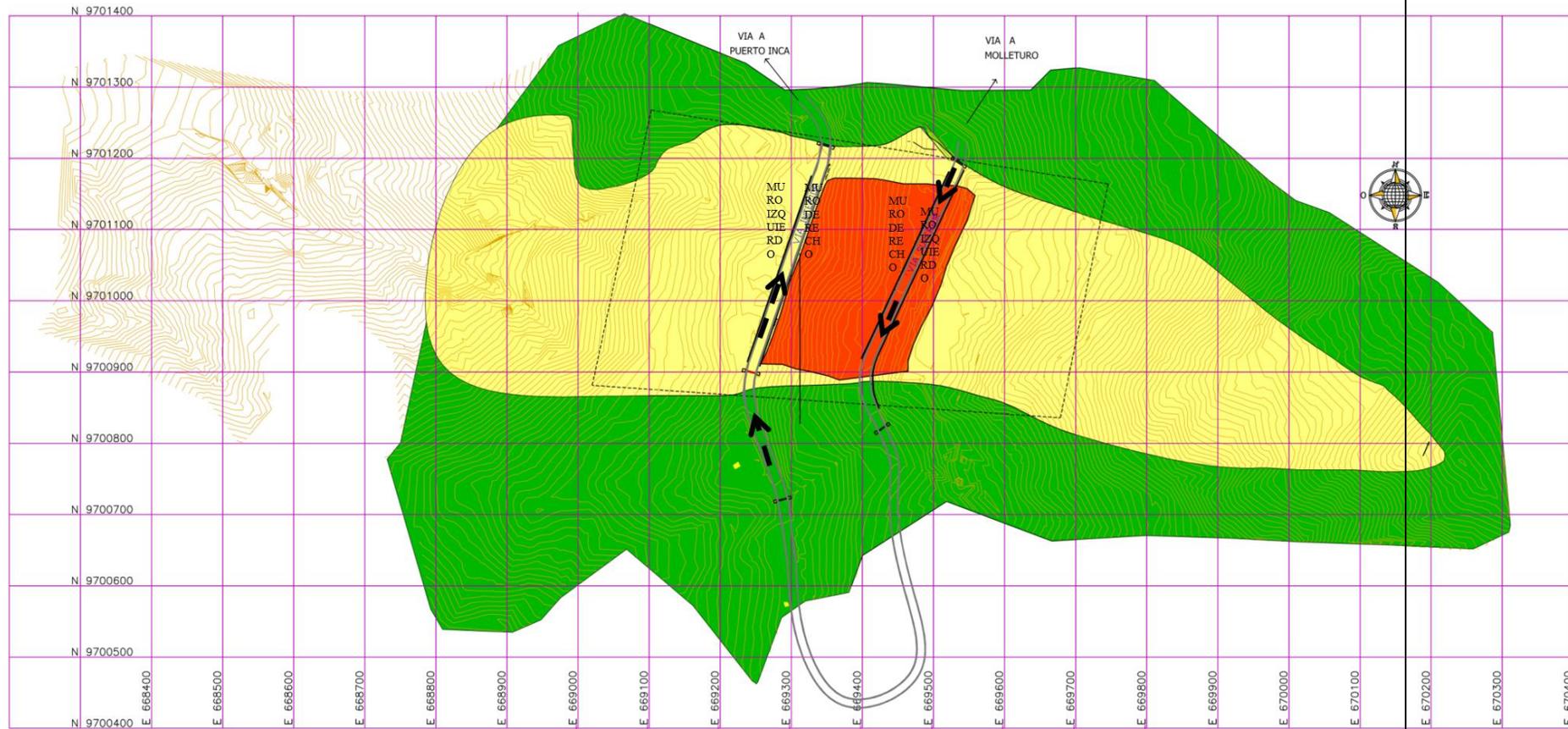


Fuente: Adaptación de los autores (2021).

### **2.1.2 Datos geológicos-geotécnicos.**

De la misma manera, para nombrar a los muros existentes en el pie del talud, la convención o sentido de la vía se nombrará de acuerdo con el nombre del proyecto es decir desde Cuenca-Molleturo-Puerto Inca. En cada vía existen muros construidos a la izquierda y derecha de la vía, así como un área sombreada de color rojo, donde en alguna ocasión se trató de impermeabilizar el talud con hormigón lanzado, como se puede observar en la Figura 2.4.

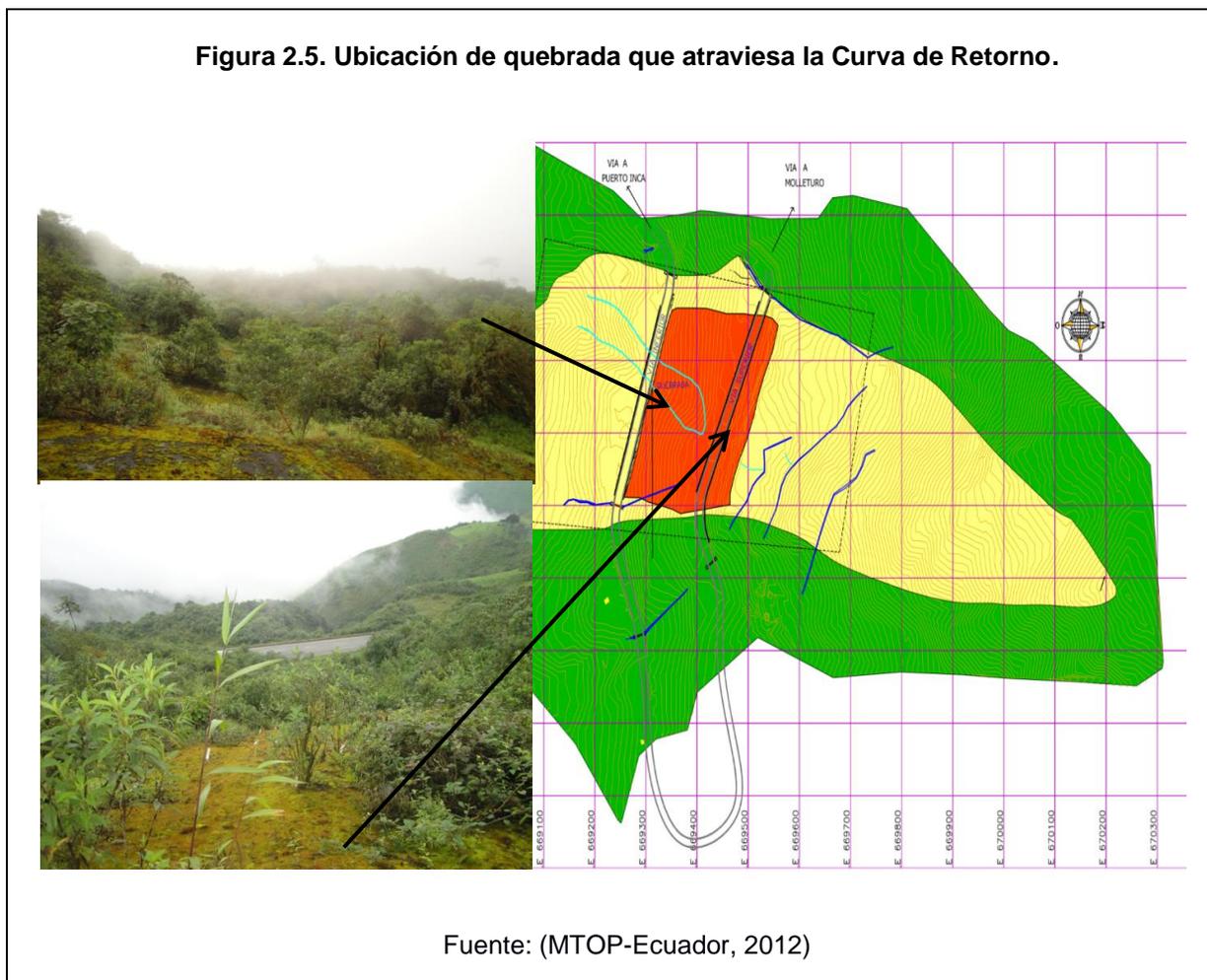
Figura 2.4. Levantamiento topográfico, vía y muros existentes.



Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

De la información obtenida, del levantamiento geológico-geotécnico sobre la zona en estudio, nos evidencia que se trata de una unidad geológica de tipo coluvial.

De acuerdo con el levantamiento geológico-geotécnico realizado en el sitio de estudio, el deslizamiento de carácter local nace en el centro de la vía superior y se extiende hasta el muro derecho de la vía inferior, que coincidentemente corre sobre la ubicación de una quebrada intermitente que atraviesa la curva de retorno, como se muestra en la Figura 2.5.



### **2.1.3 Propiedades Físico-Mecánicas.**

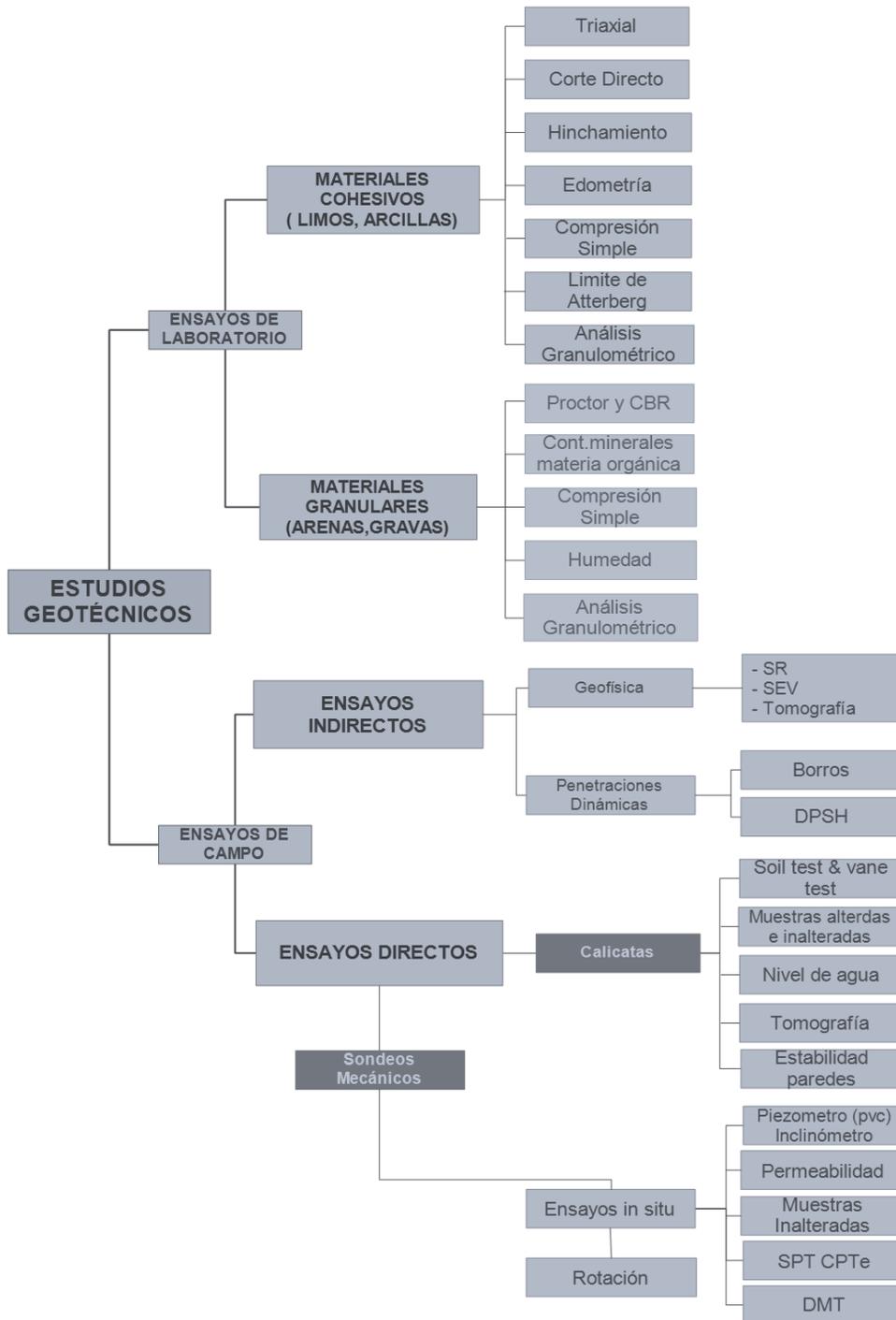
Las propiedades geotécnicas de un suelo se pueden evaluar mediante pruebas de campo y de laboratorio.

Los ensayos dependen en gran medida de los procedimientos de la calibración, extracción y manejo de muestras recolectadas, de igual manera, estos, nos permiten determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

Los ensayos de campo y laboratorio constituyen varias técnicas y procedimientos para determinar la caracterización mecánica de las capas que componen el subsuelo a través de parámetros medidos directa o indirectamente sobre el terreno. Estos ensayos están sistematizados, según la Figura 2.6

La recopilación de información para los ensayos de campo, directos e indirectos; y, de laboratorio, fueron obtenidos de los estudios efectuados por la Subsecretaría Zonal 6 del Azuay del MTOP. En la figura 2.7, se expone un mapa de la exploración geotécnica de la zona en estudio.

Figura 2.6. Ensayos de campo y laboratorio en los estudios geotécnicos.



Fuente: Adaptación de los autores (2021).

#### **2.1.4 Ensayos de campo directo.**

Se dispone de la información, que se ejecutaron los siguientes ensayos:

- 11 sondeos mecánicos de rotación a través de sistema Wire-Line de profundidades entre 14 y 35 m, distribuidos en la carretera superior, carretera inferior y puntos estratégicos sobre el área del coluvión, los datos proporcionados corresponden a:
  - Parámetros de resistencia de la roca y el RQD.
  - Permeabilidad Lefranc.
  - Desplazamientos horizontales de los taludes a través de la colocación de inclinómetros.
  - Nivel freático con la instalación de piezómetros.

Con todo lo antes citado, se definen las fronteras entre el coluvión y la roca basáltica obteniendo columnas estratigráficas y un perfil geotécnico. También, se cuenta con información de densidades de campo (cono y arena) realizadas en 6 calicatas.

#### **2.1.5 Ensayos de campo indirectos.**

Se dispone de la información de los siguientes ensayos que se ejecutaron:

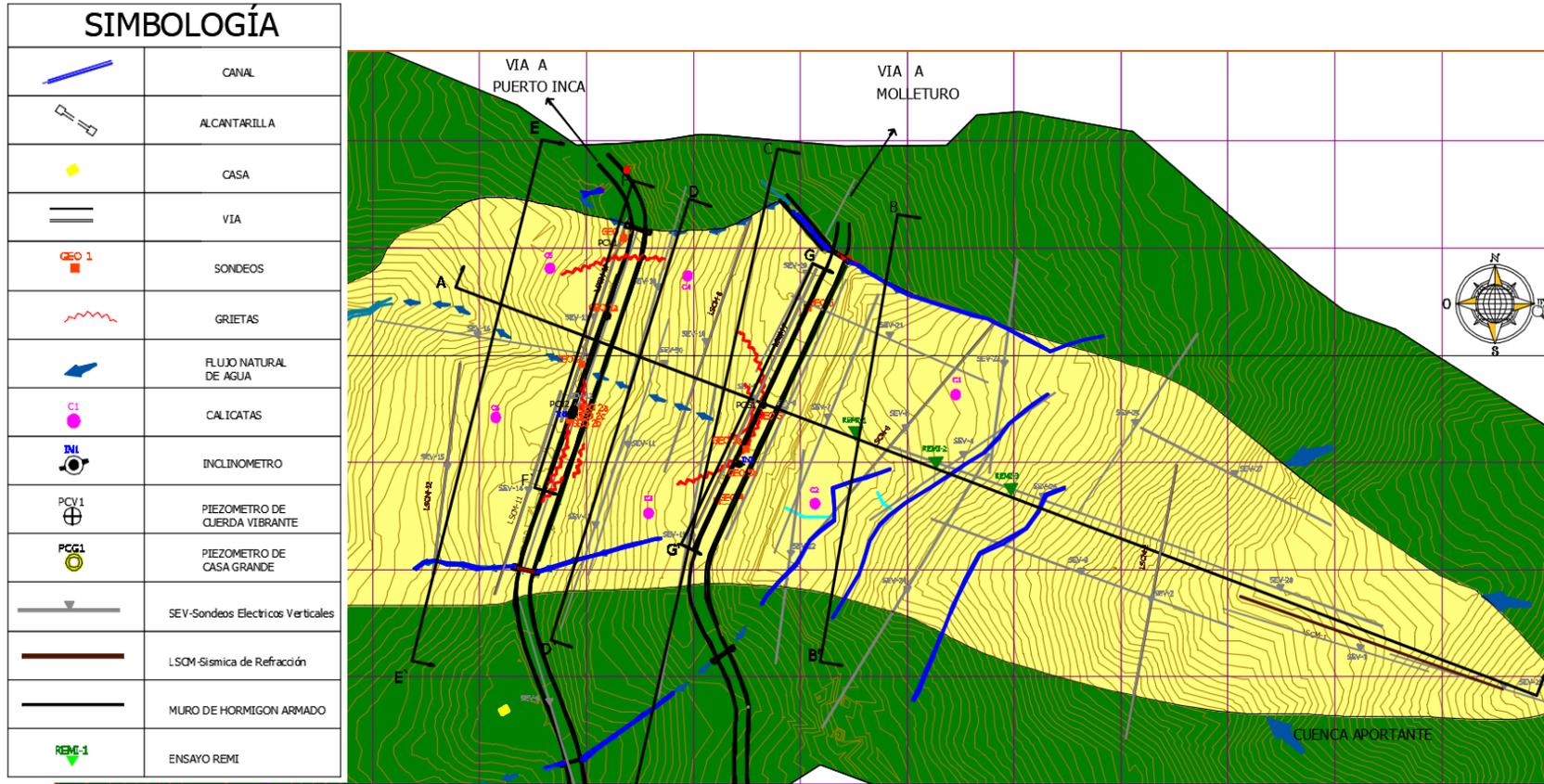
- 8 líneas sísmicas de refracción (LSCM), repartidas espacialmente en toda el área del proyecto.
- 30 sondeos eléctricos verticales, SEV para captar con mejor precisión las fronteras coluvial-roca y el nivel freático.
- 3 líneas REMI, con el objeto de conocer el terreno en los puntos de interés para la modelación numérica y determinar las características estratigráficas del sector.

#### **2.1.6 Ensayos de laboratorio.**

La información recopilada, nos demuestra que, los ensayos de laboratorio se los realizó a la matriz areno-limosa o grava-limosa, ya que esta matriz es la que controla el comportamiento esfuerzo- deformación del material coluvial; se determinaron los siguientes parámetros:

- Granulometrías.
- Contenidos de humedad.
- Límites de Atterberg.
- Resistencia al corte a través del ensayo de corte directo.
- Cohesión y ángulo de fricción para determinar la resistencia al corte a través del ensayo triaxial consolidado drenado.
- Ensayo de CBR.
- Determinación de Proctor.

Figura 2.7. Plano de exploración geotécnica en la zona de estudio.



Fuente: (MTOPEcuador, 2012) .

**Tabla 2.1 Resultados de los ensayos de laboratorio en la matriz del coluvión.**

Calicata	Prof (m)	Clasificación SUCS	LIMITES DE ATTERBERG					Densidad de Campo (g/cm <sup>3</sup> )	Proctor		CORTE DIRECTO					
			W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL (%)		Wop (%)	$\gamma_{smax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Esfuerzo Vertical (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )				
												M.I.H.N.*	M.I.S.A.*	M.S.H.N.*	M.S.S.A.*	M.C.S.A.*
C-1	1,5	SC	30	49	25	24	0,208	0,942	46,80	1,014	0,505	0,545	0,425	0,496	0,452	0,479
											1,010	1,174	0,767	0,884	0,709	0,900
											2,020	2,601	1,484	1,617	1,414	1,489
C-2	1,5	GM	14	NP	NP	NP	-	1,026	39,00	1,075	0,505	0,913	0,306	0,448	0,297	0,439
											1,010	1,382	0,727	0,798	0,572	0,718
											2,020	1,613	1,325	1,529	1,298	1,387
C-3	1,5	GM	14	NP	NP	NP	-	1,425	-	-	0,505	-	-	-	-	-
											1,010	-	-	-	-	-
											2,020	-	-	-	-	-
C-4	1,5	GM	14	NP	NP	NP	-	1,280	-	-	0,505	-	-	-	-	-
											1,010	-	-	-	-	-
											2,020	-	-	-	-	-
C-5	1,5	GM	9	NP	NP	NP	-	1,499	23,90	1,676	0,505	-	-	0,525	0,394	0,496
											1,010	-	-	1,086	0,864	0,740
											2,020	-	-	1,888	1,790	1,467
C-6	Superfi	SM	50	NP	NP	NP	-	1,083	45,50	1,026	0,505	0,487	0,390	0,527	0,381	0,423
											1,010	0,993	0,760	0,780	0,775	0,749
											2,020	1,582	1,351	1,653	1,334	1,338

M.I.H.N. Muestra Inalterada Humedad Natural  
 M.I.S.A. Muestra Inalterada Sumergida en Agua  
 M.S.H.N. Muestra Suelta Humedad Natural  
 M.S.S.A. Muestra Suelta Sumergida en Agua  
 M.C.S.A. Muestra Compactada (100%) Sumergida en Agua

Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

Tabla 2.2 Resultados de los ensayos triaxiales tipo CD.

MUESTRA		100% (de la densid. seca máx.)			85% (de la densid. seca máx.)			70% (de la densid. seca máx.)			
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	
INICIAL	Densidad húmeda, gr/cm <sup>3</sup>		1,84	1,84	1,84	1,56	1,58	1,57	1,45	1,45	1,42
	Contenido de Humedad		37,01	37,05	37,14	37,29	37,17	37,15	54,82	54,80	54,57
	Densidad seca, gr/cm <sup>3</sup>		1,34	1,34	1,34	1,14	1,15	1,14	0,94	0,94	0,92
ESTADO DE SATURACIÓN	Kpa	Presión de poros inicial, pwp	0,00	0,00	0,03	0,00	-2,30	0,00	-0,02	0,00	0,00
		Saturación, pwp	0,00	0,00	0,00	397,64	700,31	698,33	290,70	0,00	0,00
		Presión final de celda	227,06	300,10	375,20	400,00	700,26	700,63	225,30	0,00	0,00
	Valor B		0,95	0,99	0,99	1,00	0,98	0,97	0,80	0,00	0,00
ESTADO DE CONSOLIDACIÓN	Kpa	Presión de celda	650,69	400,10	875,40	495,01	1002,00	597,08	400,30	350,10	855,20
		Back pressure	151,29	295,40	369,27	389,23	597,50	296,24	295,72	145,05	146,10
		Inicial pwp	647,10	395,31	869,50	489,50	998,50	594,31	397,10	345,10	846,90
		Final pwp	302,89	331,12	599,95	402,62	613,24	446,15	326,31	258,41	482,70
ESTADO DE COMPRESIÓN	Kpa	Presión de celda	650,69	400,10	875,40	495,01	1002,00	597,08	400,30	350,10	855,20
		Back pressure	399,69	295,40	369,27	399,69	597,50	296,24	295,72	145,05	146,10
		$\sigma_3$	251,00	104,70	506,13	95,32	404,50	300,15	104,58	205,05	709,10
	Velocidad de corte, mm/min		0,02	0,05	0,04	0,26	0,04	0,04	0,05	0,04	0,07
CONDICIONES DE FALLA	Deformación, %		0,24	0,21	0,25	0,25	0,18	0,23	0,15	0,41	0,22
	Kpa	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ final	911,12	484,96	1593,19	396,90	1066,08	808,63	279,53	519,99	1243,54
		$\sigma_{1f}$	1162,12	589,66	2099,32	492,22	1470,58	1108,77	384,11	725,04	1952,64
		Cambio de volumen, %	11,7557	7,3031	13,3574	7,7574	9,5552	23,3430	7,2314	9,1094	10,4728
PARAMETROS DE CORTE		$C'$	$\phi'$		$C'$	$\phi'$		$C'$	$\phi'$		
		0,65 Kg/cm <sup>2</sup>	35,50 grados		0,60 Kg/cm <sup>2</sup>	30,49 grados		0,48 Kg/cm <sup>2</sup>	26.32 grados		

Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

# CAPÍTULO 3

## 3. ANÁLISIS Y RESULTADOS.

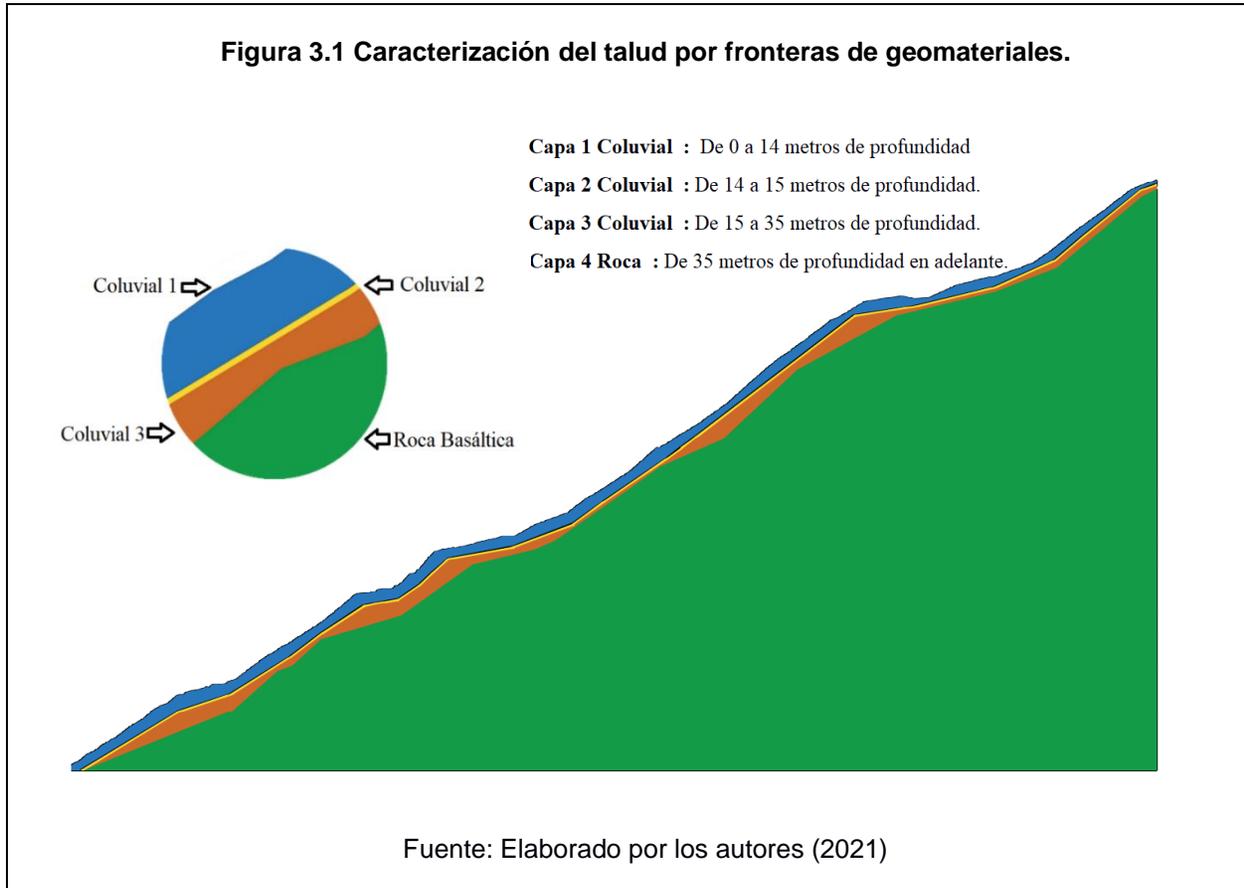
El análisis de las posibles causas que generan el deslizamiento de masa de suelo en el talud gira entorno a encontrar un fator de seguridad,  $F_s$ , que se calcula para cada escenario planteado, el mismo, puede ir variando de acuerdo con las condiciones a las que se someta. En el capítulo 2 se analizaron, calibraron y se interpretaron los ensayos de campo y de laboratorio con los que se definió la estructura del talud y los parámetros geotécnicos de los materiales que lo conforman.

### 3.1 Caracterización geotécnica del coluvial y la formación rocosa.

Se determinó un coluvión de aproximadamente 30 m de espesor, que se encuentra conformado por una masa de bloques de roca basáltica de todos los tamaños, desde centimétricos hasta decimétricos, ligados por una matriz limo-arenosa. Este coluvión descansa sobre una roca basáltica que según su caracterización geotécnica se encuentra fracturada.

Los parámetros geotécnicos de la matriz del coluvión y la roca, fueron obtenidos de los resultados de los diferentes ensayos directos e indirectos, entre otros, corte directo,

densidades de campo, triaxial, geofísica, etc; los resultados de estos ensayos permiten caracterizar el talud en cuatro capas de geomateriales o unidades de suelo y roca.



### 3.2 Modelo Geotécnico.

Los modelos constituyen simplificaciones de problemas más complejos acordes con la realidad, permiten entender el comportamiento o funcionamiento de un sistema, además entender las condiciones en las que se encuentra un determinado terreno.

Partiendo desde la mecánica de suelos y rocas se pueden identificar los principales problemas de estabilidad o posibles fallas, así como las causas que los generan, plantear una estimación más realista del suelo representando la distribución espacial, accidentes tectónicos, características hidrológicas, hidrogeológicas, geomorfológicas, resistencia de los materiales, y todo esto en conjunto genera una respuesta mecánica del terreno ante fenómenos internos y externos que estuviesen presentando.

La modelación del fenómeno de deslizamiento se realizará usando un modelo de elemento finito bidimensional aplicado en el programa computacional PLAXIS 2D, licencia proporcionada por la FICT ESPOL. En este algoritmo se modela la estabilidad del talud en estudio, considerando la variabilidad de los parámetros geotécnicos obtenidos por los ensayos de campo y de laboratorio y que han sido asignados para cada una de las capas de geomateriales definidas en la caracterización geotécnica del coluvión y la roca basáltica.

Previo a la definición de los parámetros geotécnicos con los que se efectúa el modelamiento de la estabilidad, se procedió a realizar una calibración del modelo numérico basado en las mediciones de campo; para ello, se consideró los resultados de inclinómetros que monitorearon por 4 meses aproximadamente el movimiento de masa de suelo, se lograron registrar desplazamientos de hasta 22 mm en una banda entre los 14 y 20 m de profundidad, se determinó que la masa inestable de suelo se encuentra entre 15 y 20 metros de profundidad, la masa arriba de esta superficie de falla se mueve como un bloque con desplazamientos mínimos.

La estabilidad del talud se analizó en fases o etapas de cálculo, en donde, se encontró un **Factor de Seguridad, (Fs)**, el mismo que debe ser aceptable y concuerde con la normativa, localizando de esta manera el plano de falla del deslizamiento, el comportamiento de la masa de suelo y una solución para mejorar su estabilidad.

### **3.3 Modelo del suelo.**

De la información, previamente obtenida, de los ensayos realizados de campo y laboratorio en las muestras de suelo y roca, según el criterio de Mohr-Coulomb y Hoek & Brown (1997), respectivamente, se obtuvieron los parámetros geomecánicos, los mismos que se detallan en la Tabla 3.1, en donde se resumen las propiedades de los geomateriales que se utilizarán en los modelos numéricos.

En los modelos de elemento finito se evaluará en condición no saturada, dada la naturaleza gruesa del tipo de material que compone el coluvión, esta unidad se comporta de manera drenada por lo que se emplearán valores de resistencia al cortante drenado; es decir, un ángulo de fricción dependiente del estado de esfuerzos y humedad.

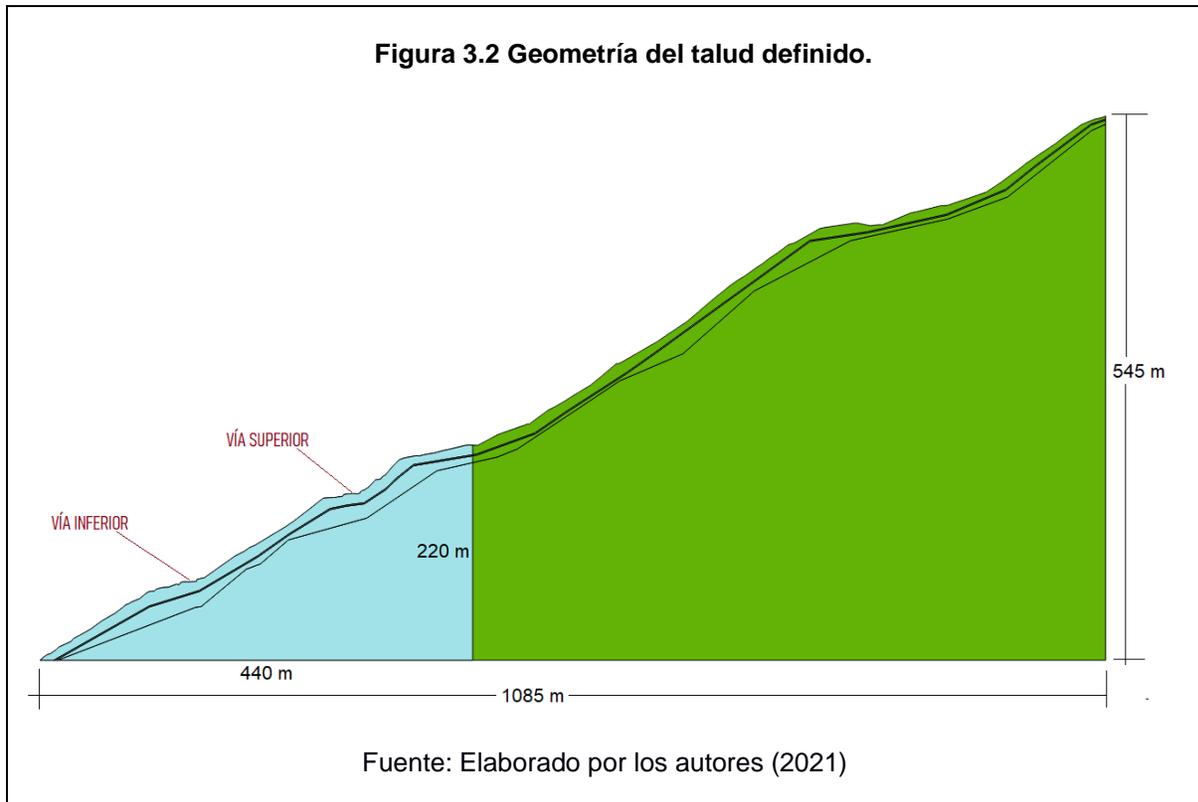
El modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb al ser empleado por PLAXIS 2D, hace uso principalmente, entre otros, de cinco parámetros:

- **Módulo de Young** o elástico, que nos indica la relación existente entre los incrementos de tensión aplicados en el ensayo de tracción y los incrementos de deformación longitudinal unitaria.
- **Coefficiente relación de Poisson**, que nos indica la relación entre las deformaciones longitudinales que sufre el material en sentido perpendicular a la fuerza aplicada y las deformaciones longitudinales en dirección a la fuerza aplicada sobre el mismo.
- **Cohesión**, que es la cualidad por la cual las partículas del suelo se mantienen unidas en virtud de las fuerzas internas.
- **Angulo de fricción interna**, que es la resistencia al deslizamiento causado por el rozamiento que existe entre las superficies de contacto de las partículas y su densidad.
- **Angulo de dilatación**, que es la capacidad de un suelo de aumentar su volumen al ser sometido a carga.

### 3.4 Geometría para la discretización en elementos finitos.

Como se había descrito en el numeral 2.1.1 del capítulo 2 (Topografía y geomorfología del área de estudio), el perfil total de la ladera evaluada, tiene una longitud de 1085 metros y una altura de 545 metros; sin embargo, para el presente análisis y modelamiento, se ha considerado la geometría del talud formado en las cercanías de las vías superior e inferior, sector donde se visibilizan las fallas, hundimientos y

desplazamiento, siendo las dimensiones de la ladera a ser evaluada: longitud 440 metros y altura 220 metros, Figura 3.2.



### 3.4.1 Modelo geométrico.

Una vez que se conoce la geometría se procede a definirla en el programa. El problema se simula con un modelo de deformación plana (*Plain Strain*), el cual se ha considerado adecuado para nuestro estudio al suponer que las propiedades del talud y los materiales que conforman el subsuelo no varían en el eje horizontal.

En el mallado del problema se han escogido elementos de 15 nodos debido a que proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica implica doce puntos de Gauss o puntos de tensión lo cual indica que este tipo de elementos proporcionan más exactitud en el análisis que los de 6 nodos. Una vez definido el modelo, se asignan las propiedades de los materiales para las distintas capas de suelo y/o roca.

### **3.5 Propiedades geomecánicas de los materiales.**

Previo a la caracterización y determinación de las propiedades de los geomateriales, se procedió a simular las pruebas de los ensayos triaxiales, haciendo uso de la herramienta "SoilTest" que es un algoritmo dentro del software Plaxis 2D que permite representar el comportamiento del suelo obtenido en los ensayos de laboratorio y calibrados con los resultados de las pruebas ensayadas.

Los ensayos triaxiales, de los estudios previos, fueron ejecutados en el laboratorio a tres probetas de sondeos en condiciones del 100%, 85% y 70 % de la densidad seca máxima y a diferentes estados de esfuerzos de consolidación inicial (95 KPa, 300 KPa y 404 KPa) para cada una de las probetas. Las muestras fueron extraídas a profundidad entre 14 y 15 metros, efectuados a través de los sondeos mecánicos por el sistema extracción wire-line, aplicado al estrato de la matriz areno limosa y ubicados en la sección transversal que comprende la vía superior y la vía inferior. (ver Figura 2.7)

### Figura 3.3 Ensayo Triaxial Prueba A

ENSAYO TRIAXIAL

OBRA: Proyecto Cuenca Molleturo Km 82 + 000 - km 84 + 000

Nº DE RECEPCIÓN : S 1719

LOCALIZACIÓN: Prov. del Azuay

MUESTRA: Tomada por el cliente

CONDICIÓN : 85% de la densidad seca máxima

FECHA: 23/02/2011

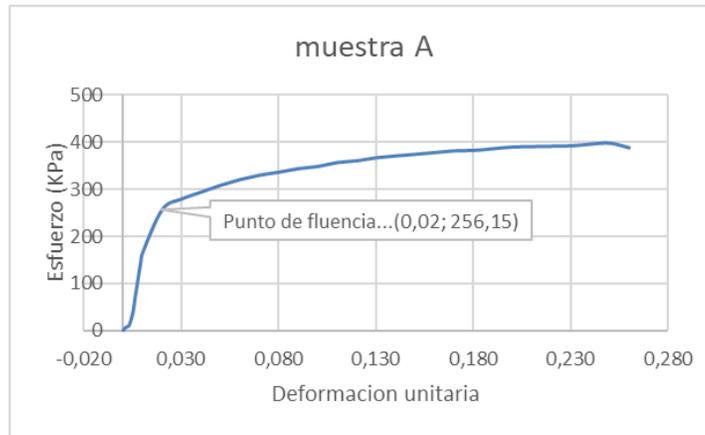
TIPO DE ENSAYO:	C.U.	C.D.		
TIPO DE ESPECIMEN:	INALTERADO	REMOLDEADO	RECOMPACTADO	
MUESTRA Nº:	A	B	C	D

VELOCIDAD DE CORTE : LONGITUD CONSOLIDADA 97,85 mm PRESIÓN DE CELDA EFECTIVO 95,32 Kpa  
 CON / SIN DRENAJES LATERALES ÁREA CONSOLIDADA 1789,21 mm<sup>2</sup> PRESIÓN DE CELDA 495,01 Kpa  
 VOLUMEN CONSOLIDADO 175,05 cm<sup>3</sup> BACK PRESSURE 399,693 Kpa

TIEMPO		DEFORACIÓN UNITARIA		CARGA	PRESIÓN DE POROS		VOLUMEN			ÁREA	ESFUERZO DESVIADOR			Proporción de fuerza				
FECHA	HORA	MEDIDO	κ	MEDIDA	MEDIDO	DIFF	MEDIDO	DIFF.	ΔV/Vc	CORREGIDA	ESFUERZO	mem + drenajes	σ <sub>v</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>
		mm	%	N	KPa	KPa	ml	ml	%	mm <sup>2</sup>	KPa		KPa					
		0,000	0,000	0,00	406,373	0,00	7,031	0,00	0,00	1789,21	0,00	0,000	0,00					
		0,130	0,001	9,36	405,676	0,70	7,093	0,06	0,04	1788,60	5,2	0,000	5,23					
		0,234	0,002	14,03	405,140	1,23	7,146	0,12	0,07	1788,08	7,8	0,000	7,85					
		0,340	0,003	18,71	405,140	1,23	7,197	0,17	0,09	1787,58	10,5	0,001	10,47					
		0,448	0,005	20,16	405,000	1,37	7,266	0,24	0,13	1786,89	39,3	0,001	39,26					
		0,551	0,006	123,01	406,000	0,37	7,388	0,36	0,20	1785,66	68,9	0,001	68,89					
		0,658	0,007	168,38	405,840	0,53	7,508	0,48	0,27	1784,46	94,4	0,001	94,36					
		0,766	0,008	215,16	405,610	0,76	7,641	0,61	0,35	1783,12	120,7	0,001	120,66					
		0,869	0,009	259,59	406,000	0,37	7,791	0,76	0,43	1781,60	145,7	0,002	145,70					
		0,975	0,010	294,67	405,000	1,37	7,911	0,88	0,50	1780,39	165,5	0,002	165,51					
		1,951	0,020	453,70	405,000	1,37	8,827	1,80	1,03	1771,21	256,2	0,004	256,15					
		2,934	0,030	491,12	406,210	0,16	9,604	2,57	1,47	1763,44	278,5	0,006	278,49					
		3,909	0,040	514,50	407,120	-0,75	10,359	3,33	1,90	1755,90	293,0	0,008	293,01					
		4,889	0,050	537,89	406,510	-0,14	11,073	4,04	2,31	1748,77	307,6	0,009	307,57					
		5,867	0,060	556,60	408,500	-2,13	11,849	4,82	2,75	1741,01	319,7	0,011	319,69					
		6,843	0,070	570,63	408,840	-2,47	12,459	5,43	3,10	1734,94	328,9	0,013	328,89					
		7,818	0,080	579,99	408,150	-1,78	13,019	5,99	3,42	1729,39	335,4	0,015	335,36					
		8,794	0,090	589,34	408,892	-2,52	14,060	7,03	4,02	1718,91	342,9	0,017	342,84					
		9,769	0,100	595,42	407,820	-1,45	14,590	7,56	4,32	1713,66	347,5	0,019	347,44					
		10,748	0,110	608,05	406,909	-0,54	15,080	8,05	4,60	1708,82	355,8	0,021	355,81					
		11,723	0,120	612,73	406,212	0,16	15,534	8,50	4,86	1704,34	359,5	0,023	359,49					
		12,699	0,130	622,08	405,301	1,07	15,948	8,92	5,09	1700,27	365,9	0,024	365,85					
		13,674	0,140	626,76	404,604	1,77	16,381	9,35	5,34	1696,01	369,5	0,026	369,52					
		14,654	0,150	631,44	404,069	2,30	16,823	9,79	5,59	1691,66	373,3	0,028	373,24					
		15,635	0,160	636,11	403,533	2,84	17,238	10,21	5,83	1687,58	376,9	0,030	376,91					
		16,615	0,170	640,79	403,158	3,21	17,629	10,60	6,05	1683,74	380,6	0,032	380,54					
		17,591	0,180	640,79	402,997	3,38	18,009	10,98	6,27	1680,02	381,4	0,034	381,38					
		18,569	0,190	645,47	402,890	3,48	18,401	11,37	6,50	1676,18	385,1	0,036	385,05					
		19,545	0,200	650,15	402,461	3,91	18,781	11,75	6,71	1672,45	388,7	0,038	388,70					
		20,524	0,210	650,15	402,088	4,29	19,140	12,11	6,92	1668,94	389,8	0,039	389,52					
		21,500	0,220	650,15	401,925	4,45	19,502	12,47	7,12	1665,40	390,4	0,041	390,34					
		22,478	0,230	650,15	401,550	4,82	19,847	12,82	7,32	1662,03	391,2	0,043	391,13					
		23,458	0,240	654,82	401,389	4,98	20,170	13,14	7,51	1658,89	394,7	0,045	394,69					
		24,434	0,250	657,16	401,121	5,25	20,515	13,48	7,70	1655,52	397,0	0,047	396,90					
		25,415	0,260	640,50	400,853	5,52	20,610	13,58	7,76	1654,71	387,1	0,049	387,03					

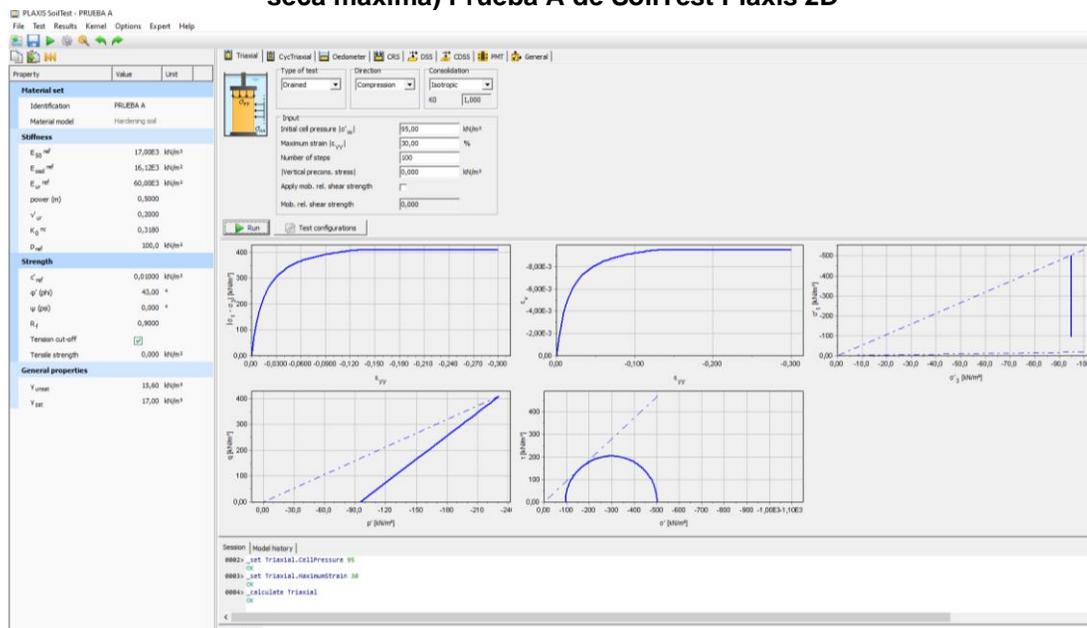
Fuente: (MTOPEcuador, 2012)

**Figura 3.4 Curva esfuerzo desviador-deformación axial (85% densidad seca máxima) Prueba A de laboratorio**



Fuente: Elaborado por los autores (2021)

**Figura 3.5 Esquema de las pruebas de simulación de ensayos de laboratorio (85% densidad seca máxima) Prueba A de SoilTest Plaxis 2D**



Fuente: Elaborado por los autores (2021)

Las propiedades del suelo se presentan en la Tabla 3.1. El suelo consiste en tres capas de material coluvión dispuestos según la profundidad, además, una estructura de roca basáltica que se constituye en una cuarta capa.

En cuanto a la presencia de agua se consideran en nuestro análisis dos condiciones:

1. Análisis con ausencia de nivel freático.
2. Análisis con presencia de nivel freático.

**Tabla 3.1 Parámetros geotécnicos.**

<b>PARÁMETROS GEOTÉCNICOS</b>	<b>COLUVIÓN (0 – 14 m)</b>	<b>COLUVIÓN (14 – 15 m)</b>	<b>COLUVIÓN (15 – 35 m)</b>	<b>ROCA BASÁLTICA</b>
Modelo constitutivo	*MC	*MC	*MC	*MC
Módulo elástico (KN/m <sup>2</sup> )	60000	13000	39000	100e6
Relación de Poisson	0.2	0.2	0.2	0.4
Ángulo fricción interna (°)	44	36	36	45
Cohesión (KN/m <sup>2</sup> )	20	10	25	500
Ángulo de dilatancia (°)	0	0	0	0
Matriz de estrato	Arena-grava- limo	Arena-limosa	Arena-grava	Basalto
Comportamiento material	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
Peso específico no saturado (KN/m <sup>3</sup> )	15.6	15.7	15.7	19.0
Peso específico saturado (KN/m <sup>3</sup> )	17.0	17.0	17.0	20.0
Permeabilidad K (x,y) (m/día)	1.35	0.78	1.35	1.0
Nivel Freático(profundidad)	H = 14 m			

MC    Mohr-Coulomb

Fuente: Adaptación de los autores (2021)

Como se había indicado anteriormente, el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, muestra un comportamiento lineal elástico y perfectamente plástico. Para su modelación, requiere de 5 parámetros: el módulo de Young ( $E$ ), la razón de Poisson ( $\nu$ ), el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de dilatación ( $\psi$ ).

Los elementos estructurales son representados a través de elementos tipo pantallas de hormigón, vigas empotradas, anclajes, etc. Estos se definen en la Tabla 3.2.

**Tabla 3.2 Propiedades de los elementos estructurales.**

<b>Pantallas de hormigón</b>	
Material	Hormigón
Modelo constitutivo	Elástico lineal
Comportamiento del material	No poroso
Peso específico no saturado	24 KN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado	24 KN/m <sup>3</sup>
Módulo de Young	200x10 <sup>6</sup> KPa
Coefficiente de poisson	0,15
Altura	4,50 m
Espesor	0,20 m
<b>Anclajes</b>	
Rigidez axial (EA)	50x10 <sup>3</sup> KN
Espaciamiento (L <sub>spacing</sub> )	2 m
Angulo de inclinación con la horizontal	20°
Longitud del anclaje	10 m
<b>Bulbos</b>	
Rigidez	8,4x10 <sup>6</sup> KPa
Diámetro	0,30 m
Espaciamiento (L <sub>spacing</sub> )	2 m
Resistencia de fuste inicial (T <sub>skin, start, max</sub> )	500 KN/m
Resistencia de fuste final (T <sub>skin, end, max</sub> )	500 KN/m
Longitud del bulbo	3 m

<b>Pilotes</b>	
Rigidez	$3 \times 10^7$ KPa
Peso unitario	14 KN/m <sup>3</sup>
Diámetro	0,50 m
Espaciamiento ( $L_{\text{spacing}}$ )	2 m
Resistencia de fuste inicial ( $T_{\text{skin, start, max}}$ )	10 KN/m
Resistencia de fuste final ( $T_{\text{skin, end, max}}$ )	100 KN/m
Resistencia por punta ( $F_{\text{max}}$ )	1000 KN

Fuente: Adaptación de los autores (2021)

Luego de haber asignado las propiedades de los materiales y las condiciones de contornos, se genera la malla de elementos finitos con un mallado tipo fino.

### 3.6 Rangos del factor de seguridad aceptable.

Los rangos mínimos de FS, están dados en el capítulo uno, Tabla 1.4 (Factores mínimos de Seguridad recomendados), que, para nuestro análisis, tenemos un factor de seguridad mínimo para el diseño:

- ✓ Caso estático = 1.50
- ✓ Caso pseudoestático = 1.05

El coeficiente sísmico ( $K_h$ ) lo hemos analizado empleado dos métodos:

- NEC-15: Indica que la demanda sísmica para el análisis pseudoestático será del 60% de la aceleración máxima en el terreno. En la Tabla 1.2 del capítulo 1, numeral 1.8 (Sismicidad), podemos encontrar los valores  $Z$ , y que están en función

de la zona sísmica, que, para nuestro caso, nos encontramos en la zona sísmica III (alto peligro sísmico), resultando el valor  $Z=0.30$ , lo cual resulta  $K_h=0.18g$

- Expresión de Saragoni: Saragoni (1993), desarrolló la siguiente expresión para el caso chileno, que bien podría aplicarse a nuestro medio.

$$K_h = 0.30 (a_{max}); \quad a_{max} \leq 0.67g \quad (\text{Ec 3.1})$$

$$K_h = 0.20 (a_{max})^2; \quad a_{max} > 0.67g \quad (\text{Ec 3.2})$$

Con la expresión 3.1, de Saragoni, que es nuestro caso, obtenemos  $K_h=0.10g$ , y es precisamente el valor que hemos asumido en nuestros cálculos, ya que esta expresión ha dado resultados satisfactorios en los cálculos y diseños chilenos, considerando que nuestro país se encuentra en una zona de similares comportamientos sísmicos.

### **3.7 Cálculos de estabilidad.**

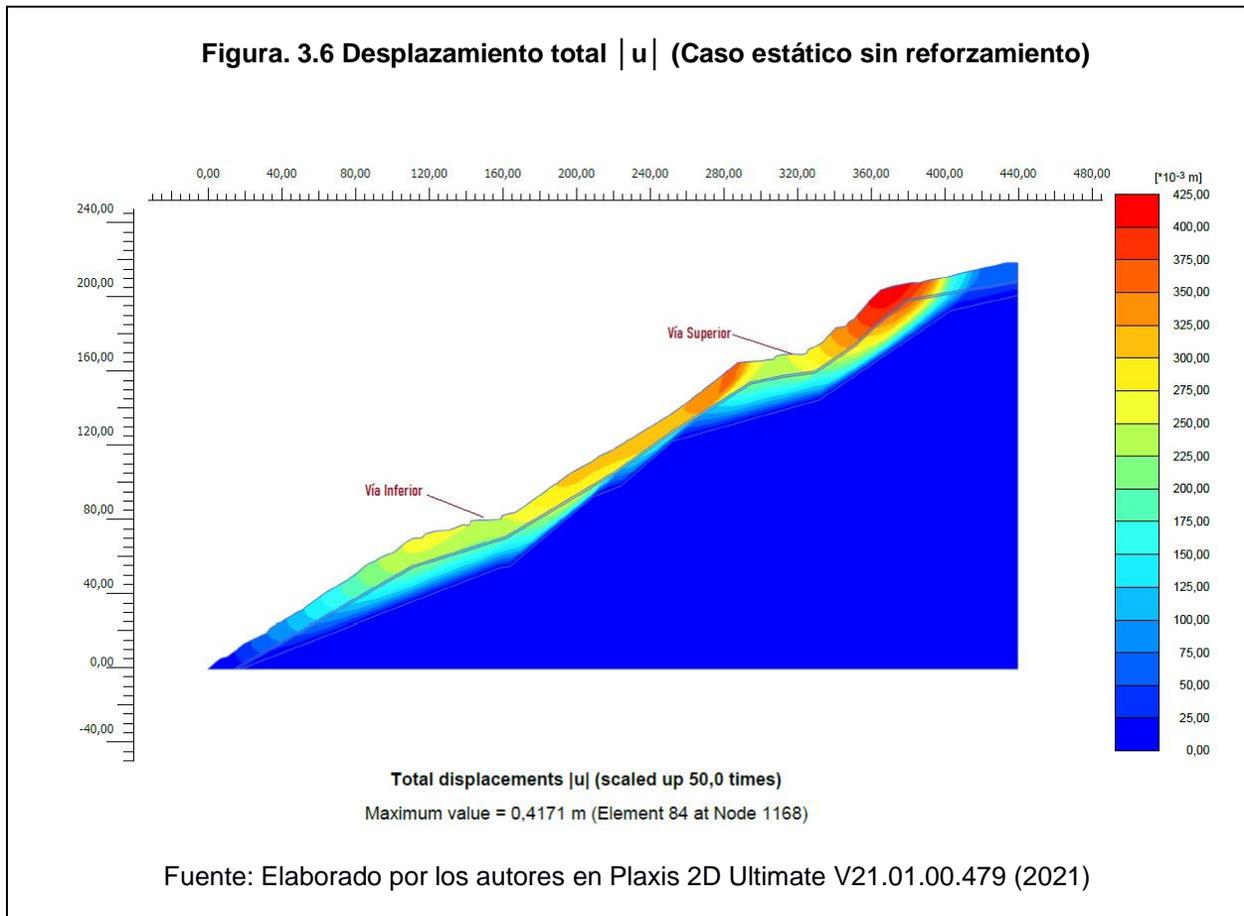
El cálculo de la estabilidad de taludes que se ejecutó con la herramienta computacional, analiza las superficies de deslizamientos usando el método de equilibrio límite en los casos, estático y pseudoestático, simulando diferentes escenarios; el escenario inicial sin reforzamiento, es decir, sin ningún tipo de intervención; luego el talud con reforzamiento, es decir, como se encuentra actualmente; y, por último se ejecuta un cálculo con la ausencia de agua y con la presencia de agua donde se busca una solución a este deslizamiento.

Las figuras de los desplazamientos y factor de seguridad que a continuación se ilustran, se muestra la magnitud de acuerdo con su coloración, siendo, el color azul la más baja y el color rojo la más alta. En la medida que se planteen los casos de estabilidad, los desplazamientos producidos se reducen y el factor de seguridad se incrementa. Los desplazamientos más altos están muy cercanos a la superficie, lo cual indica, que, el desplazamiento es inversamente proporcional a la profundidad, es decir, a mayor profundidad, menor desplazamiento.

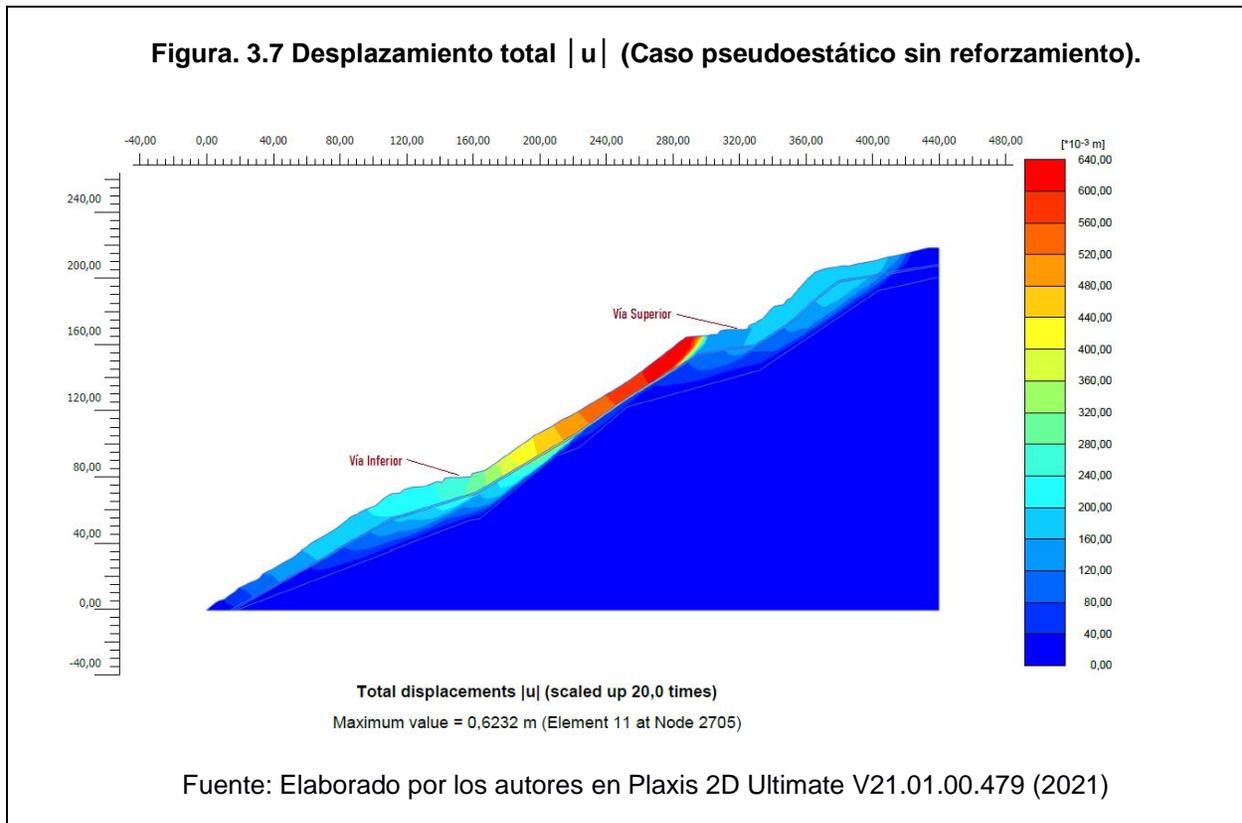
### **3.7.1 Cálculo de estabilidad sin reforzamiento.**

El cálculo de estabilidad sin reforzamiento analiza el talud sin que exista alteración producida por elementos de sostenimiento, movimientos de tierra u otro tipo de técnica para minimizar el deslizamiento; esto con el objetivo de observar el comportamiento de la ladera en estado inicial o natural, teniendo únicamente sobre ésta, la construcción de la vía, que intercepta al talud en dos puntos a los que se ha denominado vía inferior y vía superior respectivamente.

En la Figura 3.6, se muestra el desplazamiento total en el caso estático sin reforzamiento, mismo que varía en un rango de 0,000 hasta 0.4171 metros. Los mayores desplazamientos en este caso se focalizan en cresta del talud de la vía superior.

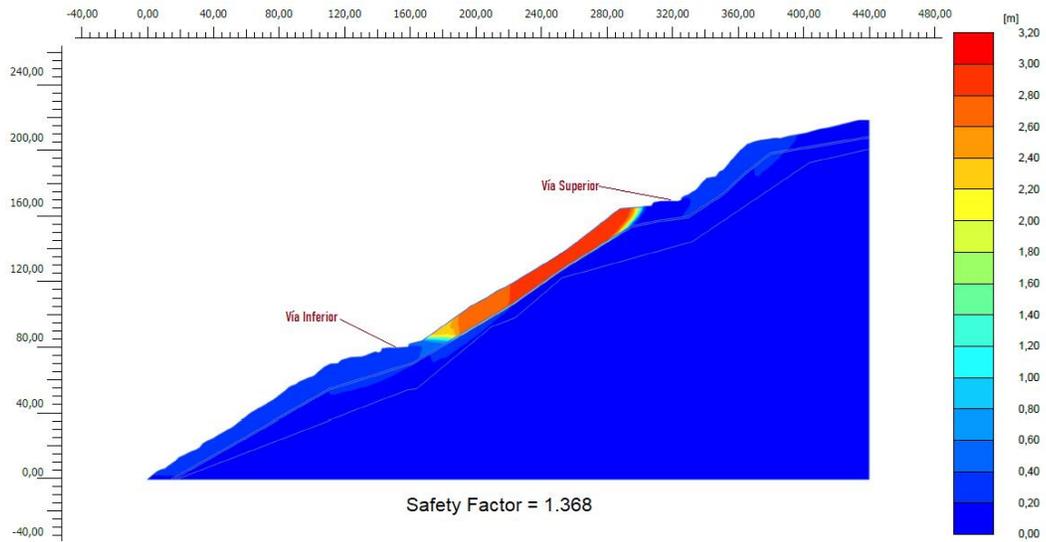


En la Figura 3.7, se muestra el desplazamiento total para el caso pseudoestático sin reforzamiento, que varía en su rango desde 0,000 hasta 0.6232 metros. Los mayores desplazamientos para este caso se focalizan en parte inferior de a la vía superior.



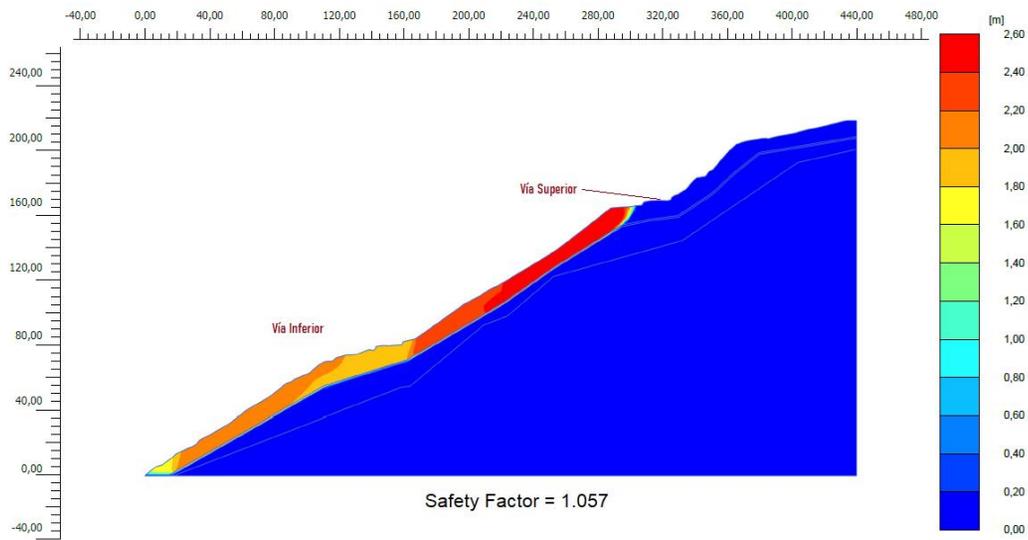
Del análisis se desprende el factor de seguridad,  $F_s = 1.368$  para el caso estático, Figura 3.8; y,  $F_s = 1.057$  para el caso pseudoestático, Figura 3.9, sin reforzamiento, éstos, se encuentran por debajo de la normativa (Tabla 1.4).

**Figura. 3.8 Factor de Seguridad (Caso estático sin reforzamiento).**



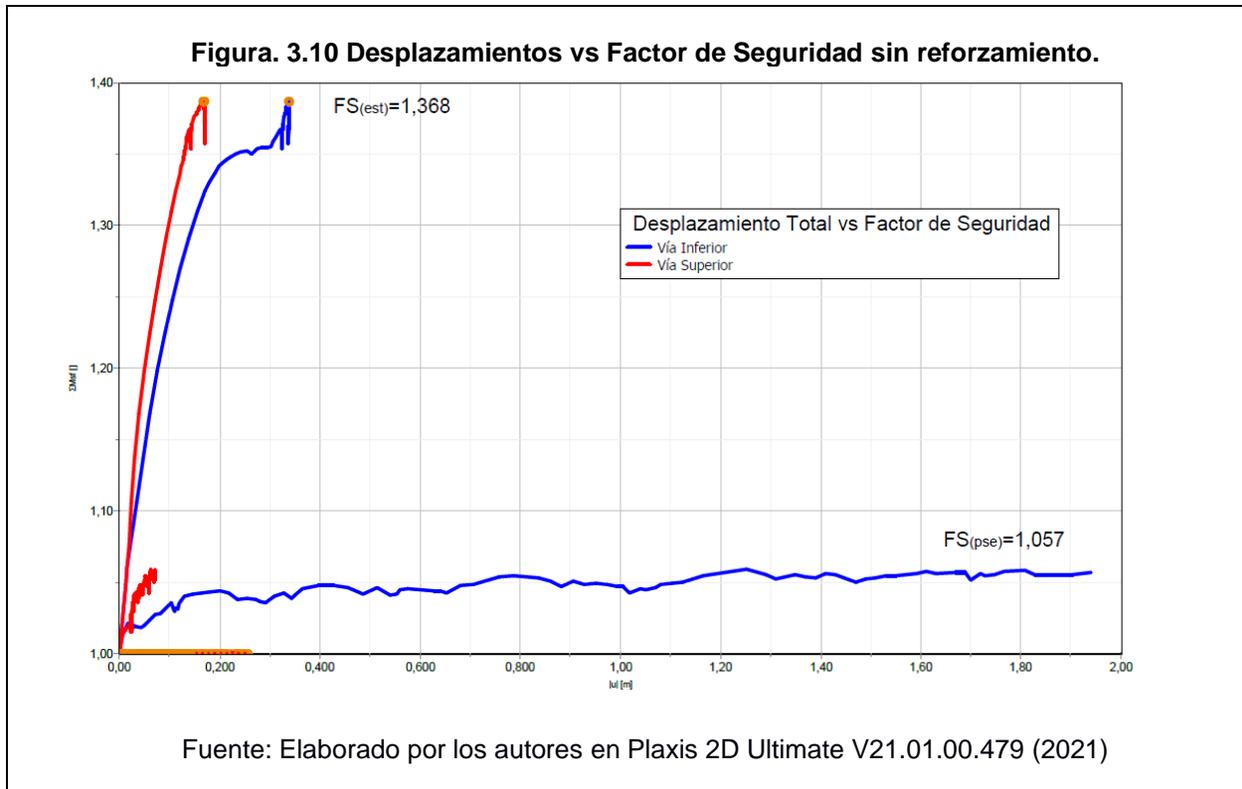
Fuente: Elaborado por los autores en Plaxis 2D Ultimate V21.01.00.479 (2021)

**Figura. 3.9 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático sin reforzamiento).**



Fuente: Elaborado por los autores en Plaxis 2D Ultimate V21.01.00.479 (2021)

El factor de seguridad es constante sobre toda la superficie de falla, y esto nos permite relacionarlo con el desplazamiento a través de puntos (nodos) tomados en la vía superior e inferior. En la Figura 3.10, observamos que la vía inferior, en el análisis pseudoestático, arroja un desplazamiento mayor debido a que, de existir un fenómeno sísmico, toda la masa deslizable que tiene la superficie potencial de falla se estaría trasladando a la parte inferior del talud, que en este caso coincide con la vía inferior.

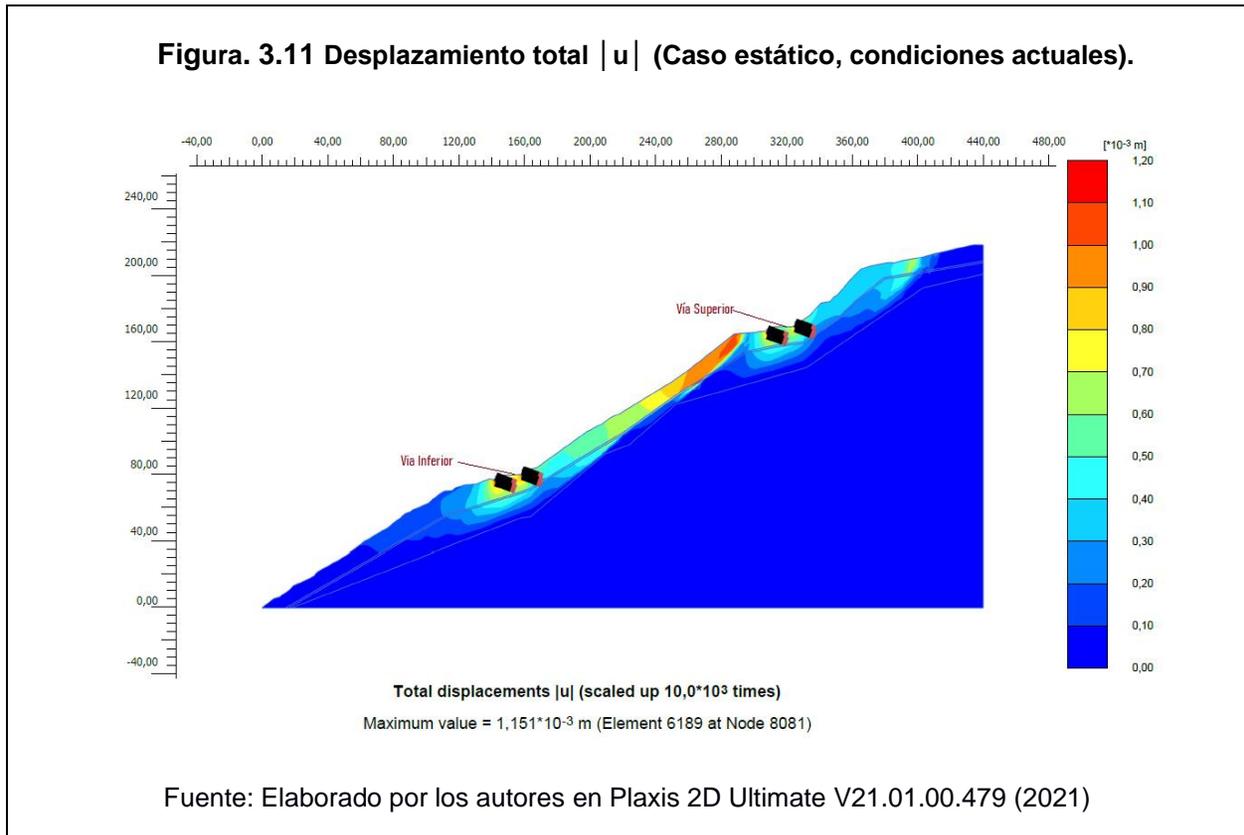


El factor de seguridad bajo estas condiciones, sin reforzamiento, evidentemente viene a ser el más desfavorable debido a que no existen ninguna acción técnica que mejore la estabilidad del talud.

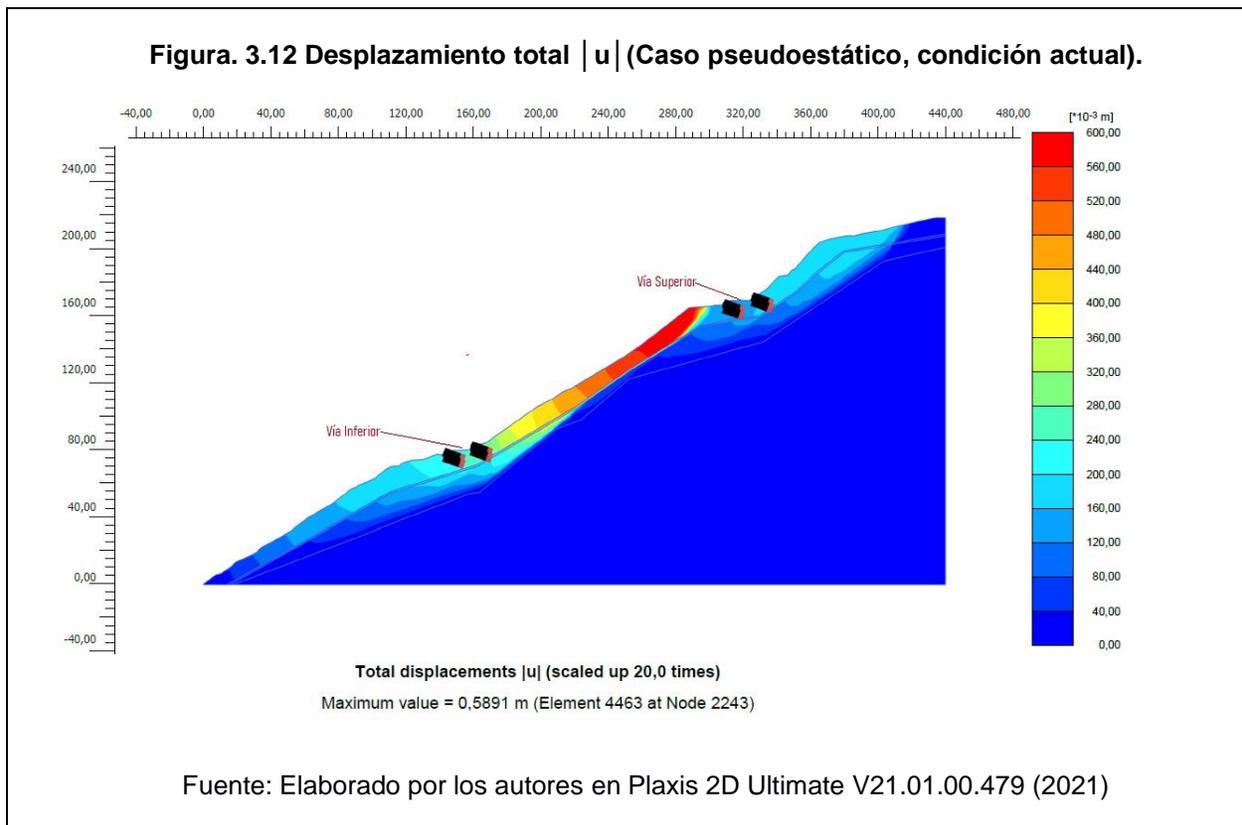
### 3.7.2 Cálculo de estabilidad con reforzamiento (condiciones actuales).

El modelo de estabilidad con reforzamiento se lo calculó considerando la presencia de un sistema de pantallas ancladas con muros de hormigón armado, construidos hace varios años, para minimizar el deslizamiento del talud en los tramos de la vía en estudio.

En la figura 3.11, se muestra el desplazamiento total para el caso estático en condiciones actuales, que varía en un rango de 0,000 hasta 0.001151 metros. Los mayores desplazamientos en este caso se localizan en la parte inferior de la vía superior.

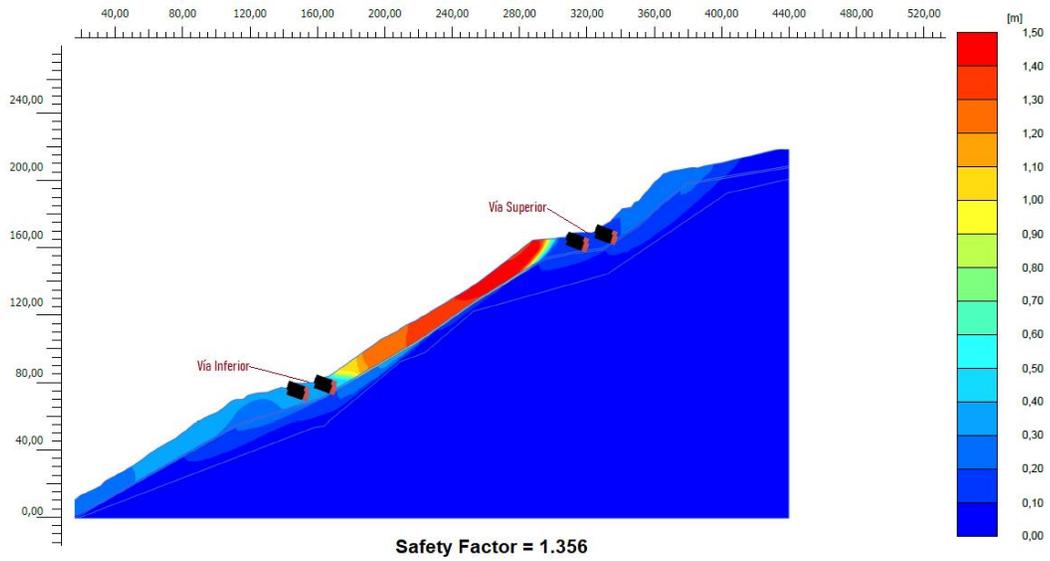


En la figura 3.12, se muestra el desplazamiento total para el caso pseudoestático en condiciones actuales, que varía en su rango desde 0,00 hasta 0.5891 metros. Los mayores desplazamientos para este caso se focalizan en parte inferior de la vía superior.



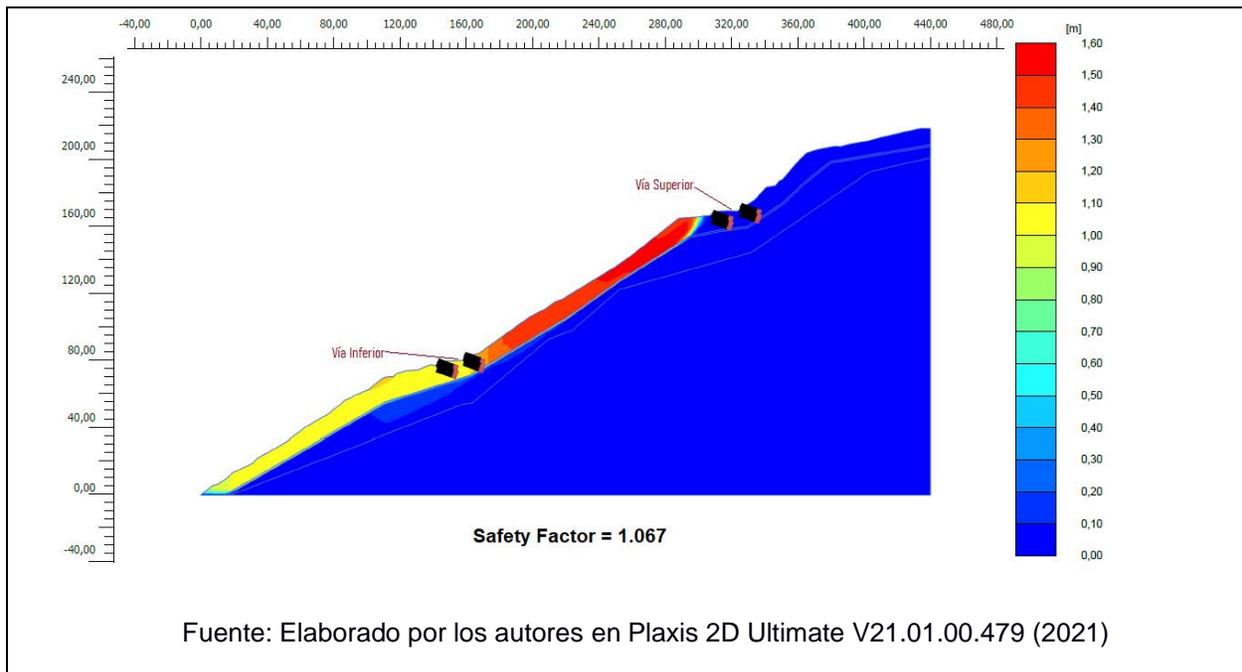
Los valores del factor de seguridad, en los casos estático,  $F_s = 1.356$ , Figura 3.13; y pseudoestático,  $F_s = 1.067$ , Figura 3.14, en condiciones actuales, nos demuestran que a pesar de que se encuentran construidas pantallas de hormigón armado y anclajes, los valores para diseño del factor de seguridad no cumplen con la norma vigente (Tabla 1.4).

**Figura. 3.13 Factor de Seguridad (Caso estático en condición actual).**



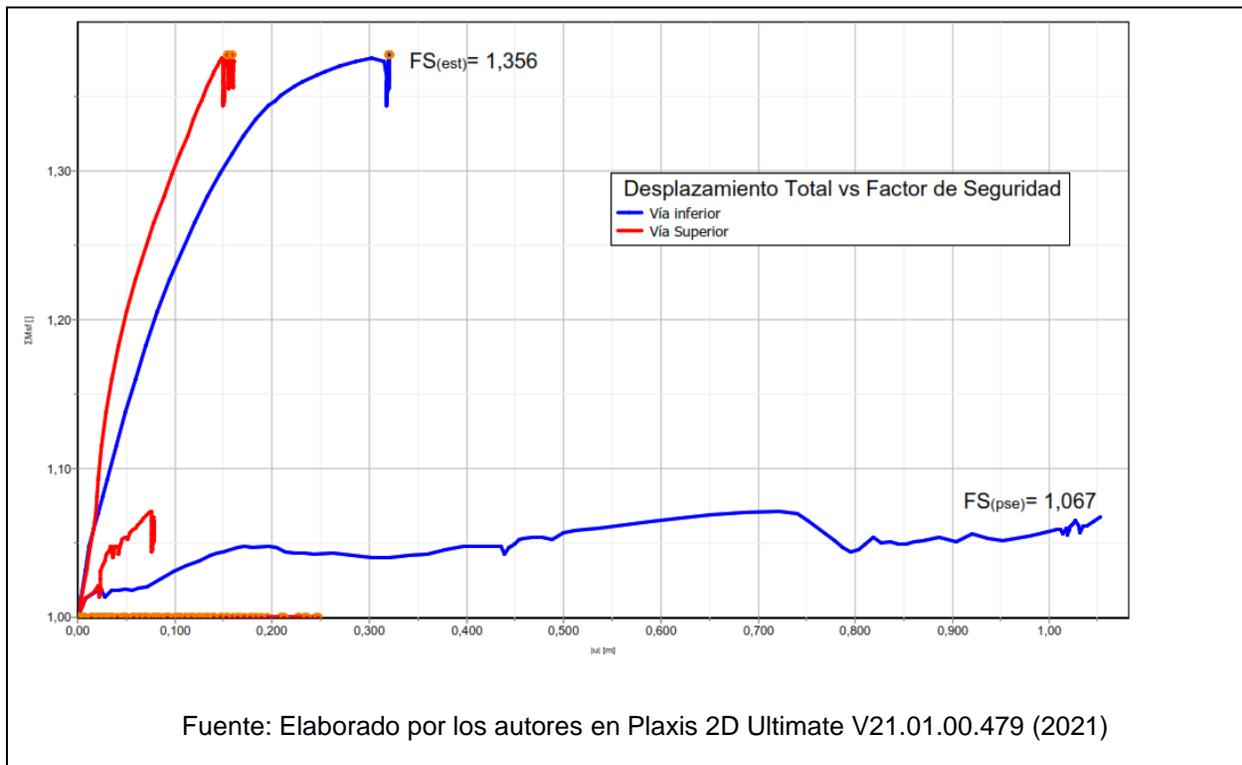
Fuente: Elaborado por los autores en Plaxis 2D Ultimate V21.01.00.479 (2021)

**Figura. 3.14 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático en condiciones actuales).**



De los puntos (nodos), tomados en la vía superior e inferior, podemos apreciar, Figura 3.15, que el desplazamiento del análisis pseudoestático en la vía inferior es mayor significativamente al de la vía superior.

**Figura. 3.15 Desplazamientos vs Factor de Seguridad en condiciones actuales**



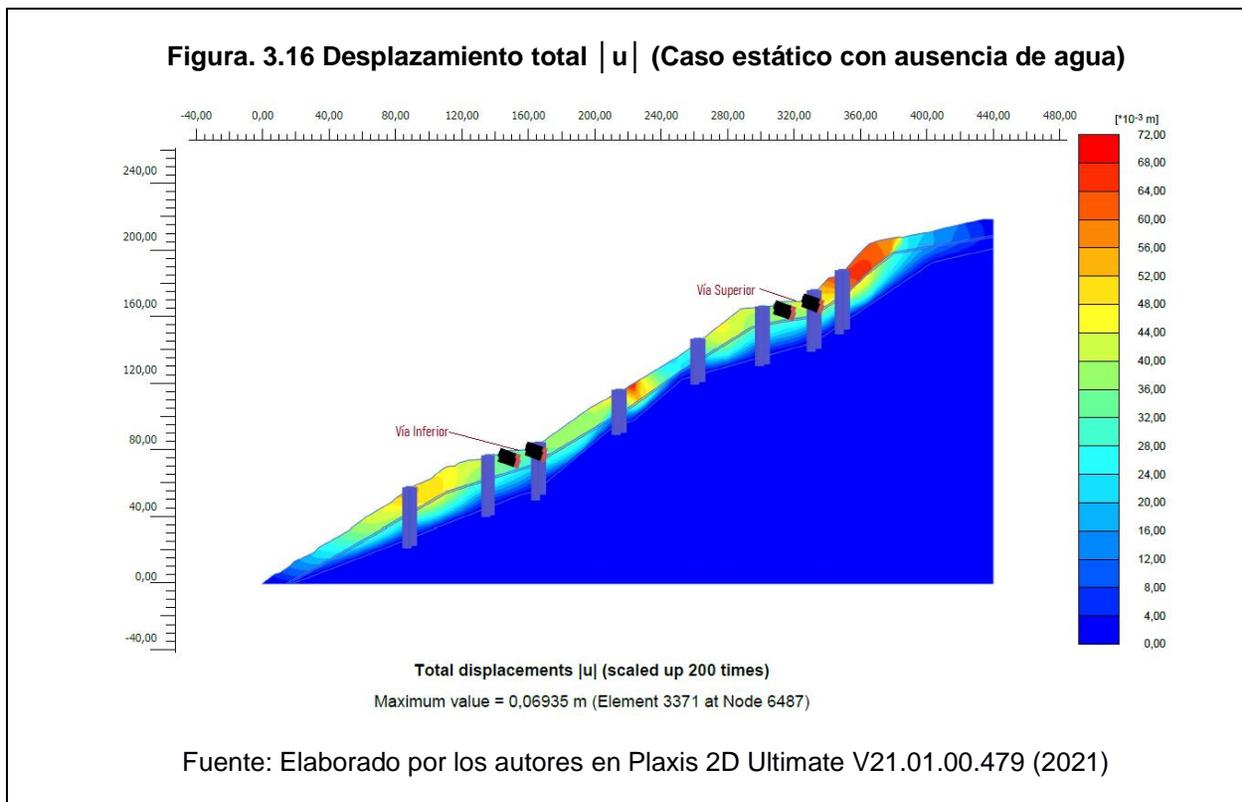
### 3.7.3 Cálculo de estabilidad propuesta.

Como consecuencia del movimiento de la masa del coluvial, los muros construidos en el sector están afectados, se visualizan grietas entre 10 y 40 cm en la carretera, lo que evidencia que las mediadas de estabilización ejecutadas solo han ralentizado el deslizamiento, por lo que han resultado poco o nada efectivas.

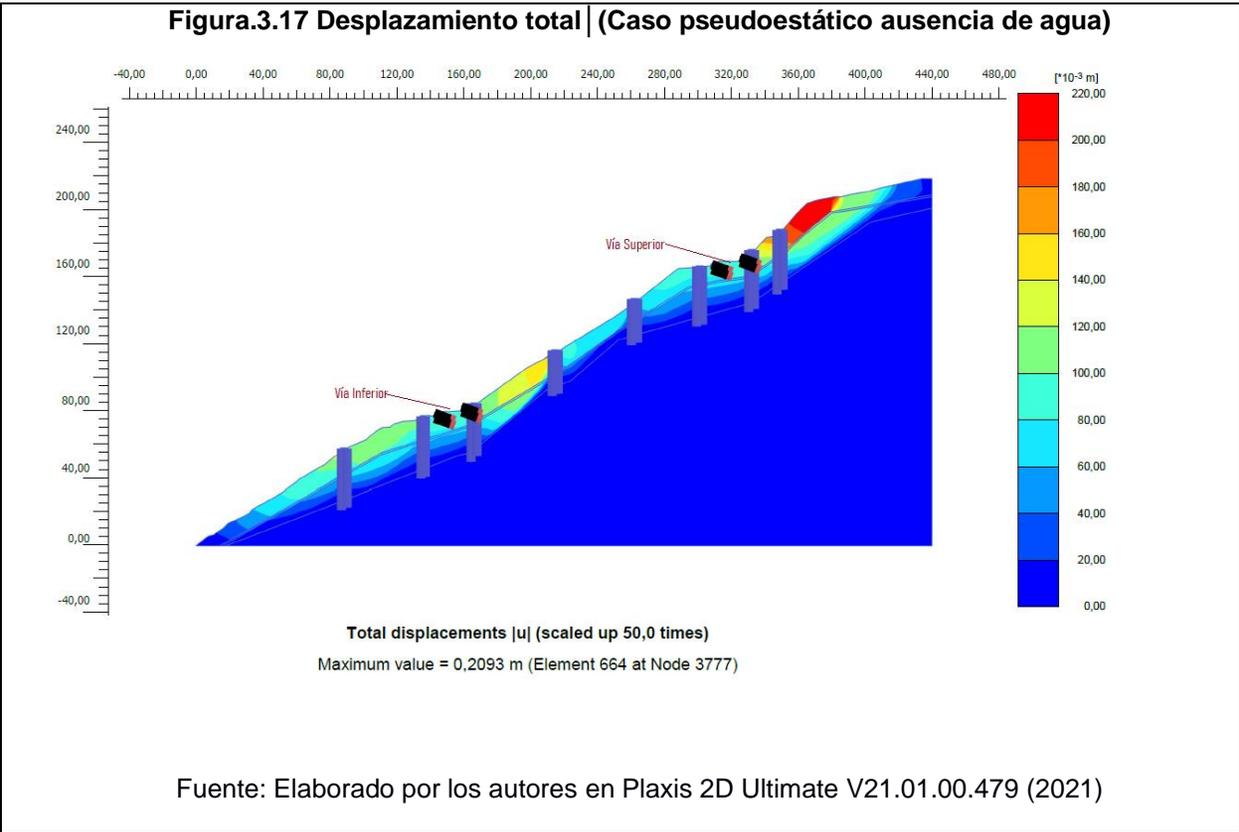
Se presenta esta propuesta de estabilidad; considerando que históricamente se ha registrado dos escenarios, el primero, con ausencia de agua o ausencia de lluvia; y, el segundo, con presencia de agua, asumiendo, si cabe el término, un nivel freático intermitente.

### 3.7.3.1 Cálculo de estabilidad propuesta con ausencia de agua.

En la Figura 3.16, para el caso estático y sin la presencia de agua, se muestra el desplazamiento total, que varía en un rango de 0,000 hasta 0.06935 metros. Los mayores desplazamientos en este caso se localizan en la parte superior de la vía superior.

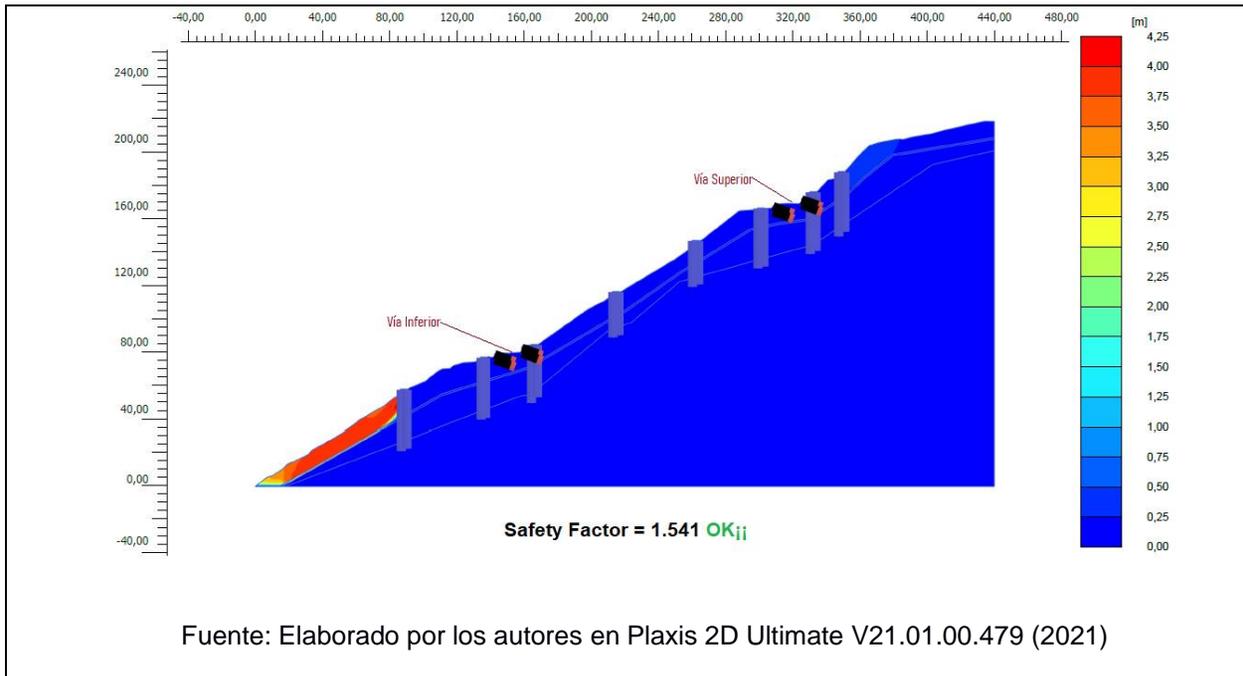


En la figura 3.17, para el caso pseudoestático y sin la presencia de agua, se observa que el desplazamiento total varía en un rango de 0,000 hasta 0.2093 metros. Los mayores desplazamientos al igual que en el caso estático se localizan en la parte superior de la vía superior.

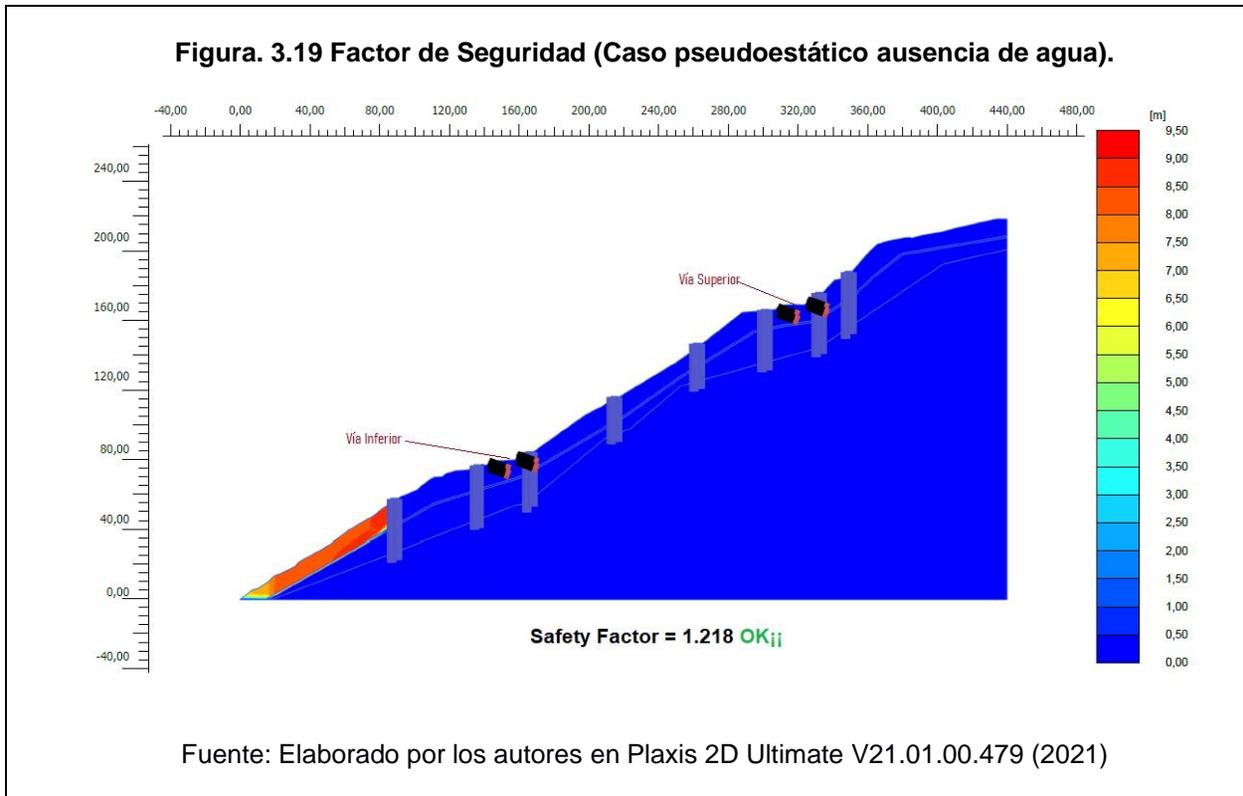


Los resultados de los factores de seguridad, tanto estático,  $F_s = 1.541$ , Figura 3.18, como pseudoestático,  $F_s = 1.218$ , Figura 3.19, con ausencia de agua, cumplen con la normativa indicada en la Tabla 1.4.

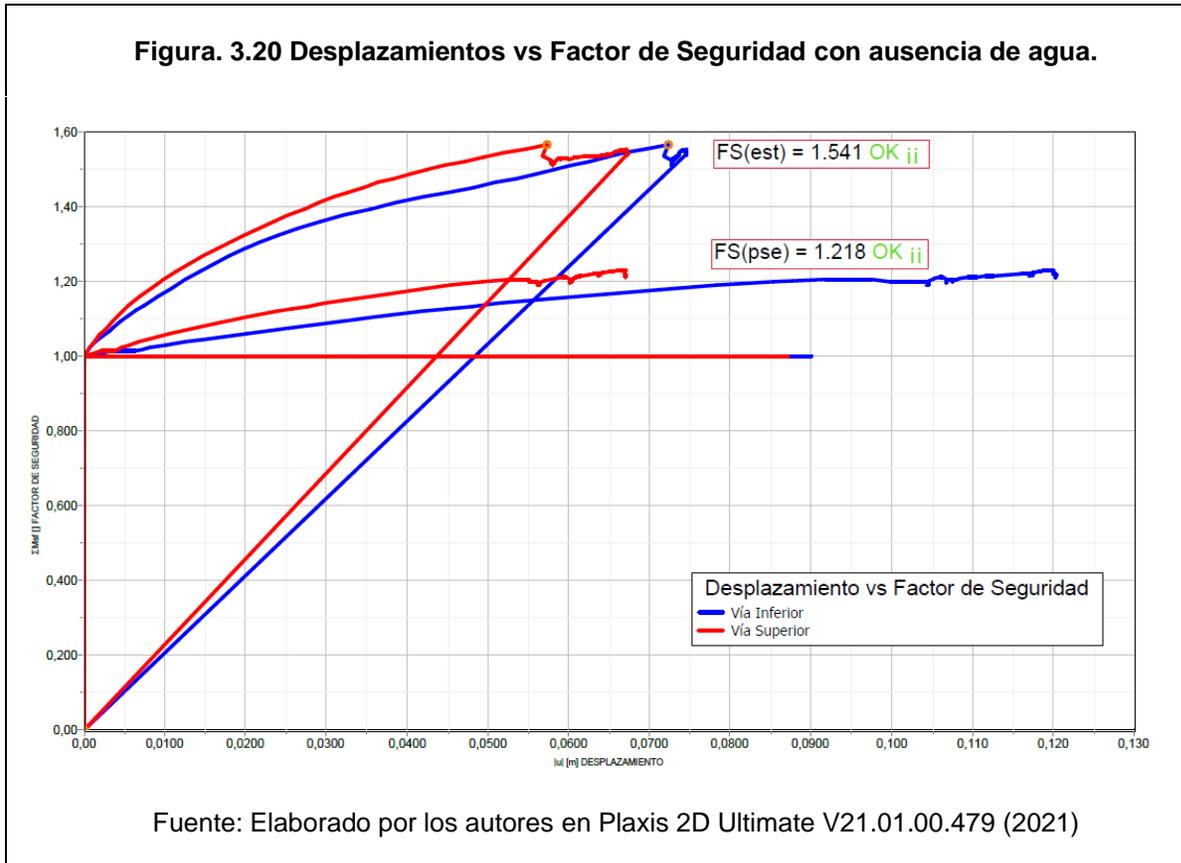
**Figura. 3.18 Factor de Seguridad (Caso estático ausencia de agua).**



**Figura. 3.19 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático ausencia de agua).**

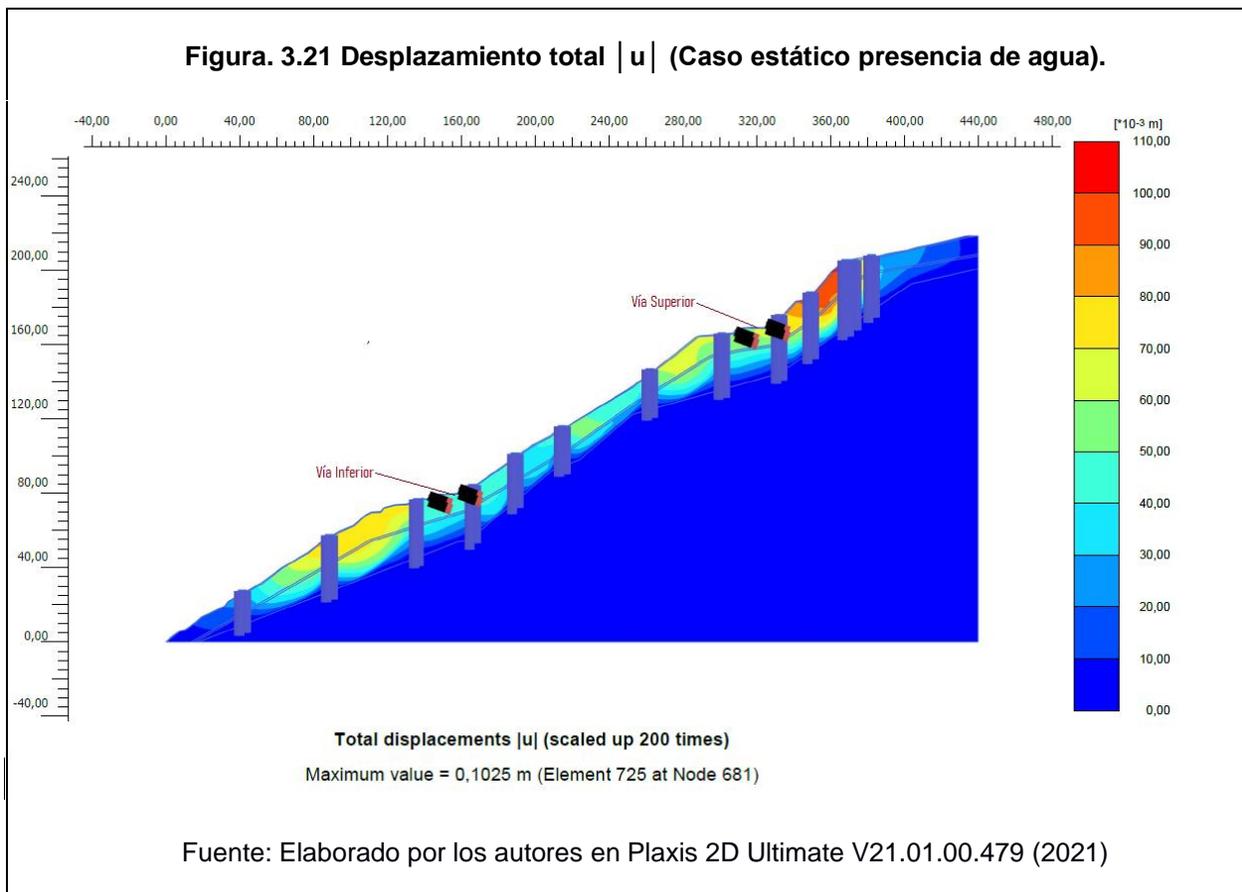


Analizando los puntos (nodos y puntos de tensión), tanto en la vía superior como inferior, podemos apreciar en la figura 3.20, que las curvas de desplazamiento son similares, resultando que, hay un equilibrio de los taludes para los casos evaluados.

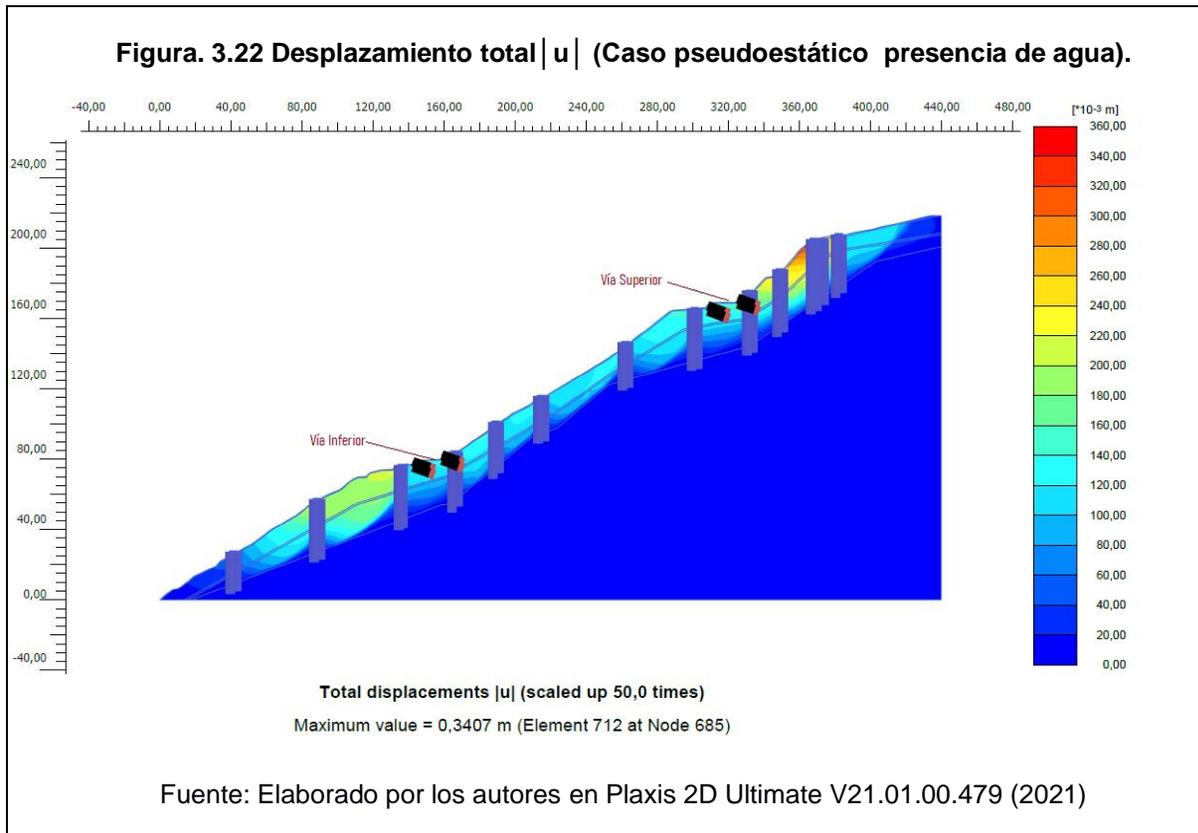


### 3.7.3.2 Cálculo de estabilidad propuesta con presencia de agua.

En la figura 3.21, para el caso estático y con la presencia de agua, se muestra el desplazamiento total, que varía en un rango de 0,000 hasta 0.1025 metros. Los mayores desplazamientos en este caso se localizan en la parte superior de la vía superior.

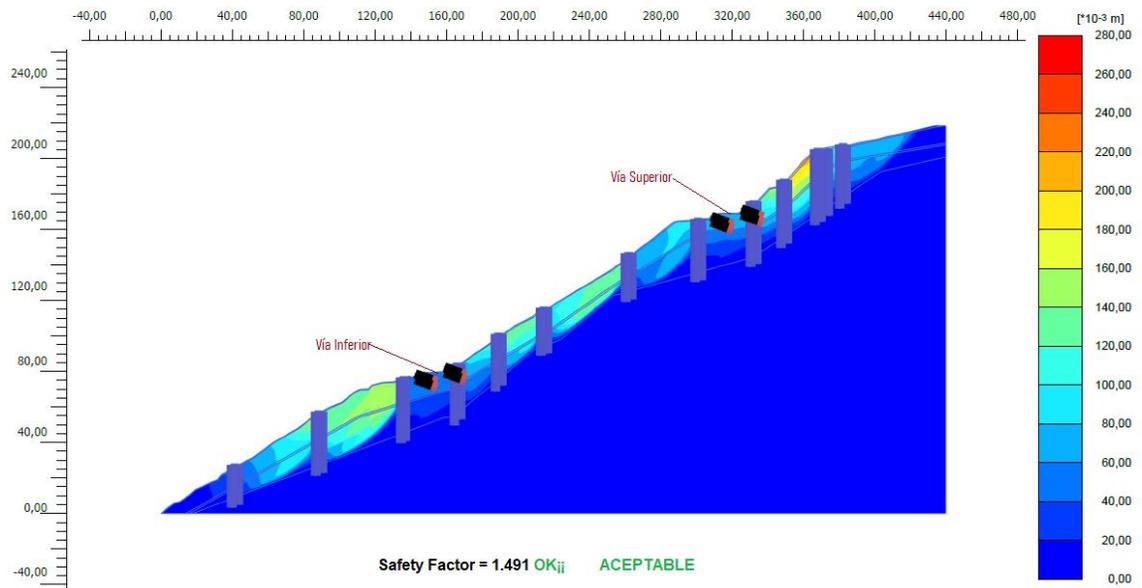


En la figura 3.22, para el caso pseudoestático y con la presencia de agua, se muestra el desplazamiento total, que varía en un rango de 0,000 hasta 0.3407 metros. Los mayores desplazamientos en este caso se localizan en la parte superior de la vía superior.



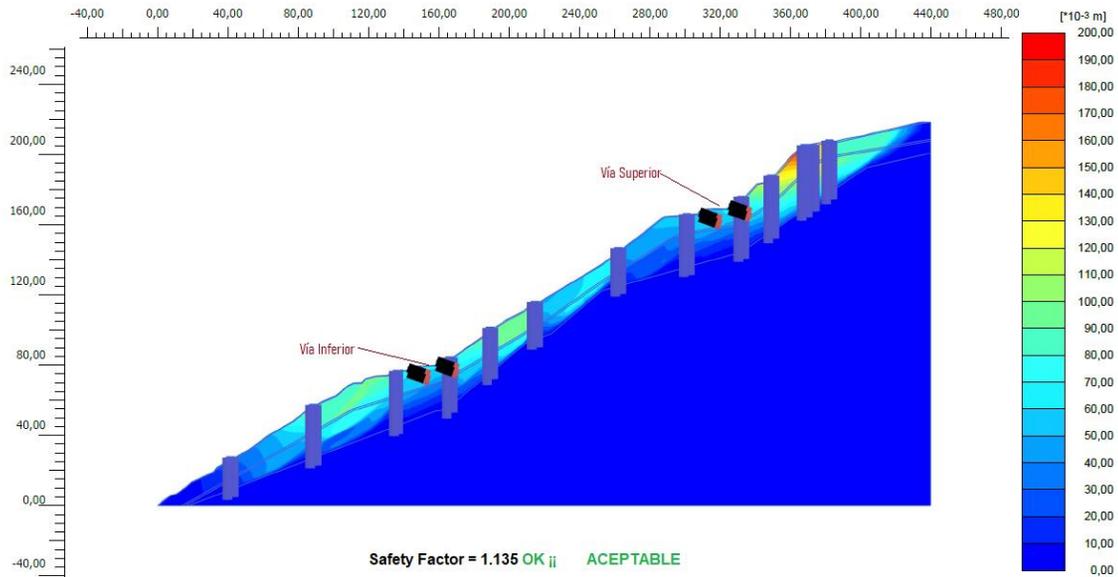
Los resultados del factor de seguridad para el caso estático,  $F_s = 1.491$ , Figura 3.23, y, para el caso pseudoestático,  $F_s = 1.135$ , Figura 3.24, se determinaron manteniendo las estructuras propuestas en el escenario anteriormente descrito, sin la presencia de agua, pero, además, se incrementaron nuevas estructuras, generando con ello factores de seguridad que cumplan con la normativa indicada en la Tabla 1.4.

**Figura. 3.23 Factor de Seguridad (Caso estático presencia de agua).**



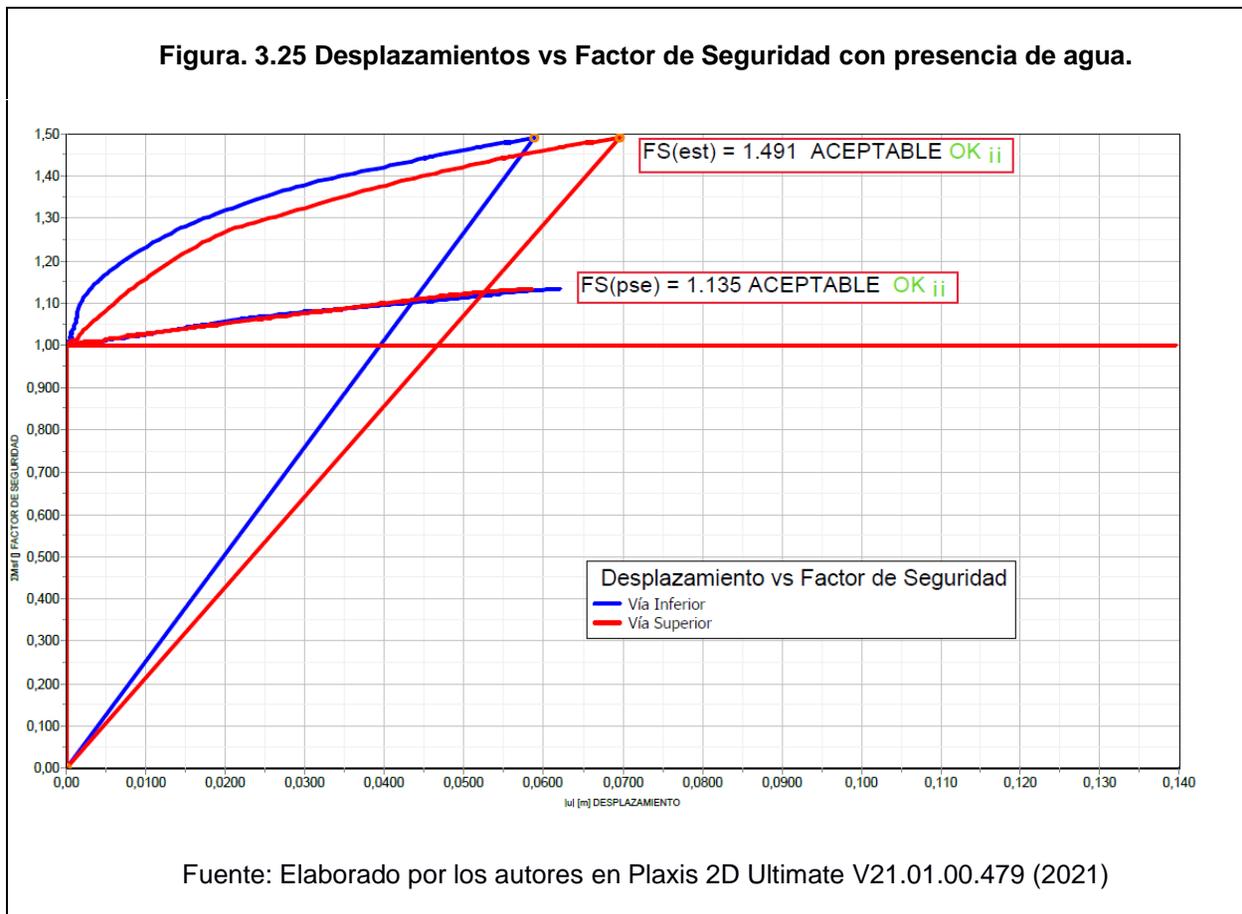
Fuente: Elaborado por los autores en Plaxis 2D Ultimate V21.01.00.479 (2021)

**Figura. 3.24 Factor de Seguridad (Caso pseudoestático presencia de agua).**



Fuente: Elaborado por los autores en Plaxis 2D Ultimate V21.01.00.479 (2021)

Al igual que en los casos anteriores se hizo un análisis con los puntos (nodos y puntos de tensión), tanto en la vía superior como inferior, y se puede apreciar, Figura 3.25, que las curvas de desplazamiento son similares entre sí, resultando que, hay un equilibrio entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes en los taludes según los puntos evaluados.



### 3.8 Alternativa de solución para la estabilización de los taludes

La propuesta consiste en implementar pantallas de pilotes fabricados in situ, con estructura de hormigón armado, unidos entre sí por medio de vigas, formando una estructura reticular. Estos, deben llegar al estrato de la roca basáltica y penetrar en ella aproximadamente 5 metros. Los pilotes vienen en pares y separados transversalmente 4 metros uno del otro; dispuestos longitudinalmente a cada 2 metros (ver Figuras 3.26 y 3.27), en una distancia de 280 metros.

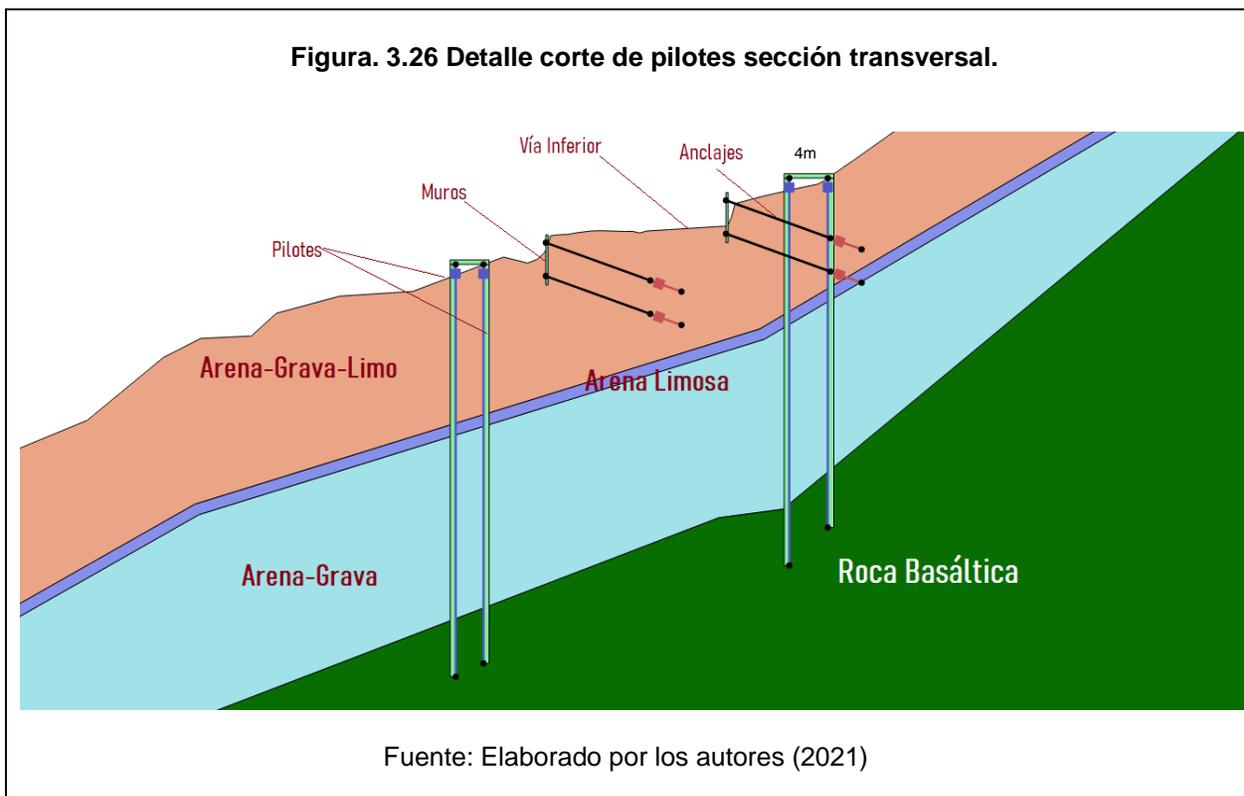
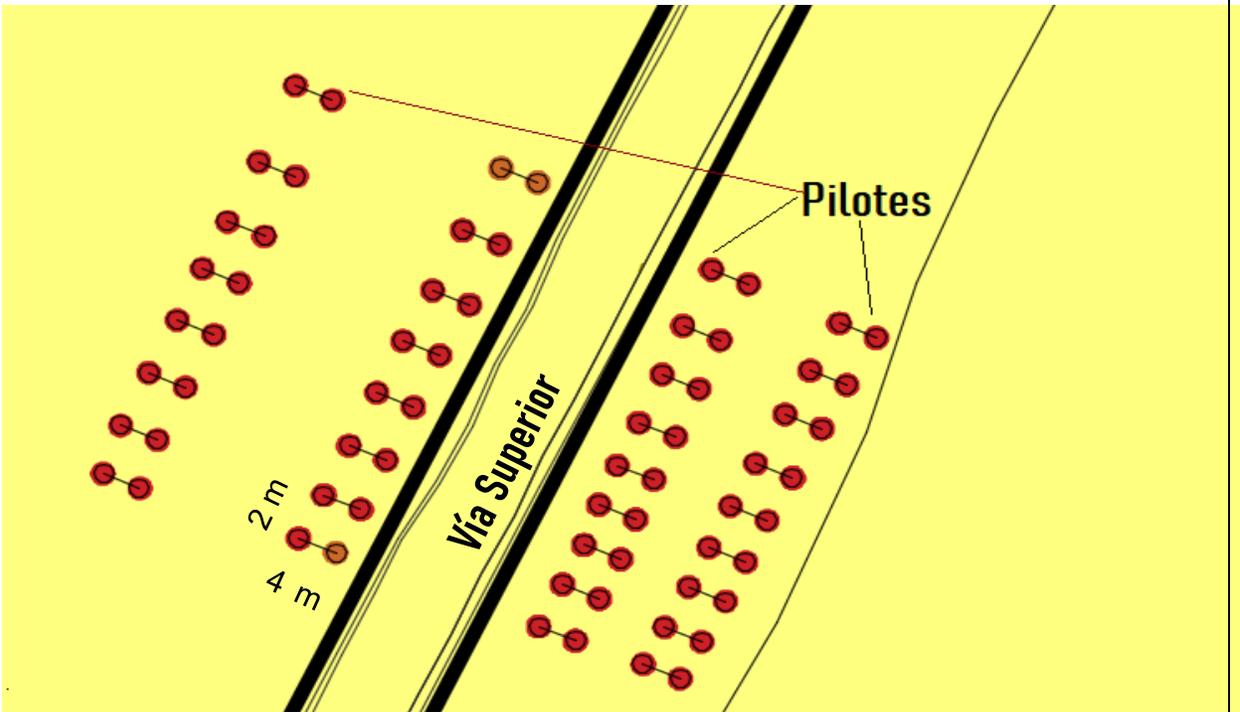


Figura. 3.27 Detalle emplazamiento de pilotes planta.



Fuente: Elaborado por los autores (2021)

En los casos modelados, la ladera aparentemente se encuentra en equilibrio, puesto que cumple con un factor de seguridad, superior a 1 ( $FS > 1,0$ ), lo que refleja que esta no debería sufrir desplazamientos que provoquen un colapso bajo las condiciones de cálculo consideradas. Sin embargo, en la construcción de la carretera se realizaron cortes de suelo y roca que alteraron la geometría del talud, provocando inestabilidad del mismo.

El objetivo de realizar la simulación estática y pseudoestática, es obtener un factor de seguridad que luego pueda ser catalogado como aceptable o no aceptable en términos

de diseño. En consecuencia, nos proporciona una idea de cuán segura o resiliente serían las estructuras que se implementen en el área de estudio, con el fin de idealizar posibles daños que sean fácilmente reparables a lo largo de la vida de la estructura geotécnica.

La propuesta sugerida, se realizó con la finalidad de obtener el dimensionamiento necesario de los elementos de reforzamiento para garantizar la estabilidad global del talud en los distintos escenarios, y según los factores de seguridad requeridos al evaluar los casos: estáticos y pseudoestáticos, los resultados obtenidos de esta evaluación determinan que es factible aplicar esta solución en el caso de estudio, ya que los factores de seguridad obtenidos nos garantizan la estabilidad de los taludes en el espacio de trabajo y que es materia de nuestro análisis.

Cabe indicar que el dimensionamiento, se realizó tratando en lo posible de optimizar los elementos de reforzamiento en base al factor de seguridad requerido y con la finalidad de obtener una solución incluso desde el punto de vista económico.

Es importante mencionar que los resultados obtenidos de esta propuesta se plasmaron luego de realizar configuraciones iterativas de prueba y error en el programa PLAXIS 2D, determinando los siguientes resultados: Diámetro de pilotes igual a 50 cm, separación horizontal (paralelo al eje de la vía), de 2 metros, distancia transversal entre pilotes igual a 4 metros; con esto se trata de aprovechar la formación del efecto arco del terreno entre los pilotes.

Los factores de seguridad obtenidos con la alternativa de solución en los escenarios planteados, con ausencia de agua y con la presencia de agua, tanto en caso estático como en el pseudoestático se describen a continuación:

**Tabla 3.3 Resumen de Fs de alternativa de solución.**

<b>Factor de Seguridad</b>	<b>Con ausencia de agua</b>	<b>Con presencia de agua</b>	<b>FS (NEC-15) Diseño</b>
Estático	1.541	1.491	1.50
Pseudoestático	1.218	1.135	1.05

Fuente: Adaptación de los autores (2021)

Los factores de seguridad que resultan del cálculo de la estabilidad de taludes se encuentran dentro de la norma, NEC-15, sin embargo, hay que señalar, que, para el cumplimiento de la norma antes citada, y para el escenario, en presencia de agua, se incrementó un mayor número de estructuras de sostenimiento, adicionales a las propuestas para el escenario en ausencia de agua.

Comparando los resultados del factor de seguridad en el caso estático y pseudoestático, se determina que, ante la presencia de un sismo, la estabilidad del talud se presenta más vulnerable ya que en todos los casos el Fs estático sobre pasa en un rango de 20% a 30% al Fs pseudoestático.

# CAPÍTULO 4

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Una vez que se ha completado las actividades planteadas para el desarrollo de la presente investigación, se describen a continuación las principales conclusiones y recomendaciones sobre este trabajo.

### 4.1 Conclusiones.

La superficie de falla está inmersa entre la segunda y tercera capa, es decir en un rango de 15 a 20 metros de profundidad. Este espacio se encuentra caracterizado por material coluvial de diámetros desde 0.5 metros hasta 2.0 metros, unidos por una matriz areno-limoso y grava-limoso.

La superficie de rotura atraviesa, en parte, la tercera capa del coluvial, lo que significa, una masa muy grande de terreno inestable; siendo importante presentar una alternativa de solución.

El deslizamiento de este coluvial, de aproximadamente 20 m de espesor, formado por bloques de roca basáltica de gran tamaño (0.5-2.0 m) y unidos por una matriz arenosa,

esta principalmente interrelacionado con dos factores: elevadas pendientes o desniveles topográficos y la presencia de una quebrada que atraviesa transversalmente a la vía.

Dentro de la estabilidad sin reforzamiento, encontramos un  $F_s=1.368$  para el caso estático y un  $F_s=1.057$  para el caso pseudoestático; al comparar con el análisis de estabilidad con reforzamiento (condiciones actuales) que para el caso estático tenemos  $F_s=1.356$  y pseudoestático  $F_s= 1.067$ , se llega a concluir, que: a) En el caso estático el reforzamiento realizado no ha sido el adecuado, encontrándose inclusive que hay una reducción de 0.87% del factor de seguridad, probablemente debido a que las estructuras construidas no fueron concebidas con un criterio eminentemente técnico, afectando durante su construcción la estabilidad de los taludes. b) En el caso pseudoestático el factor de seguridad sufre un incremento cercano al 1% lo cual indica que las estructuras de reforzamiento ayudarían mínimamente al control de la inestabilidad de los taludes. Para ambos escenarios y ambos casos, los resultados obtenidos, no cumplen con la normativa.

En el momento último, estabilidad propuesta, se ejecutó cálculos de estabilidad en dos escenarios, con presencia de agua y con ausencia de agua; y en consecuencia se presentó una alternativa de solución conformado por una pantalla de pilotes proyectada desde la corona del talud, sobre la vía superior, hasta el pie del talud, bajo la vía inferior, provista de un grupo de pilotes. Dicho planteamiento, está en función de los factores de seguridad requeridos, y del resultado de un análisis mediante el método de elementos finitos en el programa PLAXIS 2D.

El factor de seguridad obtenido de la propuesta de estabilidad en de ausencia de agua,  $F_s(\text{estático})=1.541$  y  $F_s(\text{pseudoestático})=1.218$ , cumplen con la norma pertinente ya que hay un incremento del 13.6% y del 12.4% respectivamente comparado con los factores de seguridad obtenidos en condiciones actuales, esto evidencia que la estructuras propuestas para la estabilidad de los taludes estarían cumpliendo satisfactoriamente con lo esperado. Haciendo la misma comparación de los factores de seguridad obtenidos para la propuesta de estabilidad en presencia de agua,  $F_s(\text{estático})=1.491$  y  $F_s(\text{pseudoestático})=1.135$ , se determina así mismo que hay un incremento del 9% y 6% respectivamente; al ser comparado con los factores de seguridad obtenidos en condiciones actuales, estos cumplen con la normativa, por lo tanto se concluye que la propuesta de diseño para el escenario en presencia de agua, es la más adecuada para lograr la estabilidad de los taludes.

## **4.2 Recomendaciones**

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es muy práctico debido a la poca cantidad de parámetros que se requieren para ejecutarlo, sin embargo, actualmente, existen modelos constitutivos que generan una mejor representación del comportamiento de los geomateriales e involucran una mayor cantidad de parámetros. Se recomienda aplicar en otras investigaciones, diferentes modelos constitutivos.

Se recomienda como solución la alternativa planteada dentro de este trabajo de tesis, que consiste en las estructuras de pilotes para el escenario más desfavorable que en

este caso es, con la presencia de agua, las estructuras de sostenimiento a implementarse formarán un conjunto con las estructuras ya existentes y brindarán un soporte adecuado para la estabilidad de los taludes en la carretera objeto del presente análisis. Lo recomendado se refiere a pilotes de diámetro igual a 50 cm, separación horizontal (paralelo al eje de la vía), de 2 metros, distancia transversal entre pilotes igual a 4 metros y la profundidad que varía entre 30 y 35 mts de profundidad.

Para nuestro caso de estudio se utilizó una geometría de talud que atraviesa la vía inferior y la vía superior; esta geometría es alrededor del 50 % de la geometría total de la ladera; por lo tanto, se recomienda realizar estudios que propongan la mitigación del deslizamiento en otras zonas de mayor amplitud de la ladera.

Las propuestas que se pudiesen formular, evidentemente desde el punto de vista económico para el estado ecuatoriano resultan muy onerosas, sin embargo, el peligro latente en esta vía es grande comparado con cualquier gasto económico. De no ejecutar algún tipo de intervención, y como medida de solución provisional para ralentizar el deslizamiento de la masa de suelo, se recomienda realizar cambios en la geometría de la ladera aliviando la carga hacia los taludes a través de cortes y desmontes, además dotar de un adecuado sistema de encausamiento de la escorrentía superficial hacia otras quebradas alejadas del sector.

## GLOSARIO

**Coluvión:** Un coluvión es un aluvión constituido por los granos más finos del limo y de la arena, transportados a corta distancia por la arroyada difusa.

**Ensayo Lefranc:** Es un tipo de ensayo in situ que permite determinar la permeabilidad de los suelos en el interior de sondeos, ya sea durante la ejecución del mismo o una vez a finalizada la perforación.

**Ensayo remi :** Es un método de refracción sísmica que consiste en determinar la distribución de los valores de la velocidad de transmisión de las ondas.

**Inclinómetro:** El inclinómetro es un aparato de instrumentación que permite medir los desplazamientos horizontales en taludes y terrenos inestables.

**Piezómetro :** Es un dispositivo que se utiliza para medir la presión de poros o nivel del agua en perforaciones, terraplenes, cañerías y estanques a presión. La aplicación geotécnica más común es para determinar la presión de agua en el terreno o el nivel de agua en perforaciones.

**Línea refracción sísmica (Lrs) :** Son imágenes del subsuelo en el plano vertical. El método de refracción sísmica es uno de los métodos geofísicos más utilizados para la investigación de los suelos.

**Sondeo eléctrico vertical (SEV) :** Es una prueba que se usa para conocer la distribución de resistividad del suelo. Dadas las propiedades eléctricas de los materiales que constituyen del subsuelo, éste manifiesta un determinado comportamiento ante el paso de corriente eléctrica.

**Sistema Wire-Line:** Es un sistema mecánico que hace más eficiente la extracción del núcleo cortado por la Broca diamantada, de manera tal que no haya que extraer la tubería completa, se posiciona en la parte frontal de la sarta de perforación.

**Ensayo de compresión simple:** Conocido también como ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, ya que permite obtener un valor de carga última del suelo.

**Ensayo triaxial (cd) :** Es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante. En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión.

**Ensayo corte directo:** Es un ensayo que nos permite determinar la resistencia al corte, se lo puede realizar con muestras inalteradas o muestras remoldeadas.

## BIBLIOGRAFÍA

Baquero, F., Sierra, R., Luis Ordoñez, M. T., Espinoza, L., Rivera, M. B., & Soria, P. (2004). *La Vegetación de los Andes del Ecuador*. Quito, Ecuador :

EcoCiencia/CESLA/Corporación EcoPar/MAG SIGAGRO.

Corominas, J. (. (1989). Clasificación y reconocimiento de los movimientos de laderas.

*Sociedad Española de Geomorfología, Barcelona, 1-30.*

Estaire, J. (2005). COSIDO DEL TERRENO. En J. Estaire, *ESTABILIZACIÓN*

*MEDIANTE PASADORES Y PILOTES*. Madrid: López Jimeno, Carlos.

Fellenius, W. (1936). *Calculation of the stability of Earth Dams*. Washintong D. C. ,

USA: Second Congress on Large Dams .

Fine software. (01 de agosto de 2021). *Finesoftware*. Obtenido de

<https://www.finesoftware.es>

Geologiaweb.com. (s.f.). *Blog de Geología, sus ramas y aplicaciones*. Obtenido de

<https://geologiaweb.com/riesgos-naturales/deslizamientos/>.

Hidalgo Montoya, C. A., & Vega Gutiérrez, J. A. (2014). ESTIMACIÓN DE LA

AMENAZA POR DESLIZAMIENTOS DETONADOS POR SISMOS Y LLUVIA.

*Revista EIA-Escuela de Ingeniería de Antioquia, 104.*

Manuel J. Mendoza L & Leobardo Domínguez. (2001). ESTIMACIÓN DEL PELIGRO Y

EL RIESGO DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS. *CENAPRED, 207.*

MTOP-Ecuador. (2012). *SERVICIOS DE CONSULTORIA PARA REALIZAR LOS*

*ESTUDIOS GEOTECNICOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES EN LA*

*CURVA DE RETORNO (ABSCISAS 82+500 a 84+500), DE 2 KM. DE LONGITUD, PROYECTO UBICADO EN LA CARRETERA CUENCA-MOLLETURO-PUERTO INCA, PROVINCIA DEL AZUAY. Cuenca.*

NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. MIDUVI.

NEC-SE-GC. (2015). *Geotecnia y Cimentaciones*. MIDUVI.

OPS. (1997). *Estudio de Caso: Vulnerabilidad de los Sistemas de Agua Potable Frente a Deslizamientos*. Washington, D.C.: CEPIS.

Suárez Burgoa, L. O. (2016). *Análisis de estabilidad de taludes* (Primera ed.). Medellín, Colombia: Independiente.

Suárez, D. J. (2001). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.

Tardeo de la Cruz, C. A., & Zanabria Pari, E. (2016). *Análisis dinámico de estabilidad de taludes por elementos finitos en la zona de Huayllabamba del distrito de Cuenca-Huancavelica*. Lirca-Perú.

Torres, C. R. (2007). *Valoración Del Riesgo En Deslizamientos*". *Tesis de Grado*.

Valeria, B. E., & Jair, B. S. (2014). *Estabilidad de Taludes en Suelos*.

NEZAHUALCÓYOTL, EDO. DE MÉXICO: UNAM.