

Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica



TESIS

**Evaluación de la estabilidad de talud para la prevención de
deslizamientos en la carretera Sivia-Huamanpata, Ayacucho**

Para obtener el título profesional de Ingeniero Geólogo

Elaborado por

Samuel Irvin Capcha Osores

 [0009-0002-7795-485X](https://orcid.org/0009-0002-7795-485X)

Asesora

M.Sc. Graciela Gonzales Pacheco

 [0000-0001-7722-1299](https://orcid.org/0000-0001-7722-1299)

LIMA - PERÚ

2025

Citar/How to cite	Capcha Osores [1]
Referencia/Reference	[1] I. Capcha Osores, “ <i>Evaluación de la estabilidad de talud para la prevención de deslizamiento en la carreta Sivia-Huamanpata, Ayacucho</i> ” [Tesis de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(Capcha, 2025)
Referencia/Reference	Capcha, I. (2025). <i>Evaluación de la estabilidad de talud para la prevención de deslizamientos en la carretera Sivia-Huamanpata, Ayacucho</i> . [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Dedicatoria

Con gran cariño y gratitud, dedico el resultado de esta tesis a mis padres, Lourdes Osores y Samuel Capcha, pues sin ellos, no lo hubiera logrado. Gracias por su amor incondicional y apoyo constante. Esta tesis también es un tributo a ustedes.

Agradecimientos

A mi alma mater, la Universidad Nacional de Ingeniería, y a mi querida escuela Ingeniería Geológica, expreso mi más sincero agradecimiento por brindarme una educación excepcional y por ser un espacio donde el conocimiento y la investigación florecen.

Mi gratitud se extiende también a mi asesora, Ing. Graciela Gonzáles, y a la especialista, Ing. Nora Revollé, cuyo invaluable apoyo y sabios consejos han sido fundamentales para el desarrollo de esta tesis. Gracias por compartir su experiencia y por dedicar su tiempo a fomentar mi crecimiento como investigador y profesional.

Asimismo, quiero agradecer a la empresa Consorcio Río Sivia, por su valioso apoyo y colaboración en este proyecto.

Por último, no puedo dejar de mencionar a mis compañeros, quienes han sido un pilar de apoyo y compañerismo durante este desafiante proceso. Gracias por compartir ideas, por su ánimo constante y por acompañarme en cada paso del camino.

.

Resumen

La estabilidad de taludes en suelos finos es un aspecto crítico en la ingeniería geológica, debido a sus características de baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Este estudio se centra en un tramo de la carretera Sivia-Huamanpata, Ayacucho, cerca del poblado de Sivia.

El objetivo del estudio fue evaluar la estabilidad del talud para prevenir deslizamientos que pudieran comprometer la integridad de la carretera. La hipótesis principal planteó que una evaluación precisa de los parámetros influyentes en la estabilidad del talud permitiría proponer soluciones geotécnicas efectivas.

La investigación empleó un enfoque que combinó elementos experimentales y observacionales, incluyendo una revisión de literatura, levantamientos topográficos, estudios geológicos de campo y análisis de laboratorio para recopilar y evaluar los datos. En la fase de modelado, se emplearon los métodos de equilibrio límite y elementos finitos mediante el software Plaxis para simular el comportamiento del talud bajo diversas condiciones. Este enfoque permitió calcular el factor de seguridad y evaluar la estabilidad del talud.

Los resultados del factor de seguridad en condiciones estáticas se encuentran entre 1.140 y 1.060 según los distintos métodos y casos analizados, lo que sugiere que el talud presenta una estabilidad marginal. Además, el estudio permitió una comprensión detallada de los factores que afectan la estabilidad del talud, tales como la composición del suelo y las precipitaciones.

Palabras clave – Estabilidad de talud, factores geológicos, modelado geotécnico, elementos finitos.

Abstract

The stability of slopes in fine soils is a critical aspect in geological engineering due to their low shear strength and high compressibility. This study focuses on a section of the Sivia-Huamanpata road in Ayacucho, near the village of Sivia.

The objective of the study was to assess the stability of the slope to prevent landslides that could compromise the integrity of the road. The main hypothesis proposed that a precise evaluation of the factors influencing slope stability would enable the development of effective geotechnical solutions.

The research utilized a combined approach of experimental and observational elements, including a literature review, topographic surveys, field geological studies, and laboratory analyses to collect and assess data. During the modeling phase, limit equilibrium methods and finite element analysis using Plaxis software were employed to simulate the slope's behavior under various conditions. This approach allowed for the calculation of the safety factor and the evaluation of slope stability.

The results of the safety factor under static conditions range between 1.140 and 1.060 across the various cases analyzed, indicating a marginally stable slope. Additionally, the study provided a detailed understanding of the factors affecting slope stability, such as soil composition and precipitation.

Keywords – Slope stability, geological factors, geotechnical modeling, finite elements.

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen	v
Abstract	vi
Introducción	xv
Capítulo I. Parte introductoria del trabajo	1
1.1 Generalidades	1
1.1.1 Ubicación del proyecto	1
1.1.2 Accesibilidad.....	2
1.2 Descripción del problema de investigación	3
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo general	5
1.3.2 Objetivos específicos.....	5
1.4 Hipótesis.....	5
1.4.1 Hipótesis general	5
1.4.2 Hipótesis específicas	5
1.5 Antecedentes referenciales	6
1.5.1 Antecedentes internacionales.....	6
1.5.2 Antecedentes nacionales.....	8
Capítulo II. Marcos teórico y conceptual	10
2.1 Marco teórico.....	10
2.1.1 Estabilidad de talud	10
2.1.1.1 Clasificación y nomenclatura de un talud.....	10
2.1.1.2 Factores que afectan la estabilidad de un talud	11
2.1.1.3 Resistencia cortante del suelo	15
2.1.1.4 Superficie de rotura	17
2.1.1.5 Rotura de talud en suelos.....	18
2.1.1.6 Análisis de estabilidad de talud.....	20

2.1.1.7	Métodos de cálculos analíticos	24
2.1.1.8	Métodos numéricos	31
2.1.2	Clasificación de los movimientos de ladera	34
2.2	Marco conceptual	38
2.2.1	Suelo	38
2.2.1.1	Suelo residual.....	38
2.2.1.2	Modelo trifásico del suelo	38
2.2.1.3	Relación peso-volumen de suelos	39
2.2.2	Límites de Atterberg o de consistencia	40
2.2.3	Consistencia, plasticidad y estados de consistencia.....	40
2.2.4	Carta de plasticidad de Casagrande.....	41
2.2.5	Granulometría del suelo	43
2.2.6	Clasificación de suelos	44
2.2.6.1	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	45
2.2.7	Métodos sísmicos.....	46
2.2.7.1	Refracción sísmica	47
2.2.7.2	Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)	48
2.2.8	Ensayo de densidad in situ - Cono de arena.....	48
2.2.9	Ensayo de corte directo	49
2.2.10	Métodos de estabilización de taludes	50
Capítulo III. Desarrollo del trabajo de investigación		52
3.1	Marco geológico	52
3.1.1	Geomorfología.....	52
3.1.1.1	Caracterización geomorfológica de Sivia, Ayacucho.....	53
3.1.2	Estratigrafía	56
3.1.2.1	Litoestratigrafía.....	58
3.2	Metodología del estudio.....	59
3.3	Topografía	61

3.4	Prospección geológica-geotécnica	63
3.4.1	Resultado de ensayo de refracción sísmica.....	63
3.4.2	Resultado de ensayo MASW	66
3.4.3	Parámetros dinámicos del suelo	68
3.5	Calicatas y ensayo in situ	69
3.5.1	Calicatas y zanjas.....	69
3.5.2	Ensayo de densidad in situ – Cono de arena.....	71
3.6	Ensayos de laboratorio	71
3.6.1	Análisis granulométrico.....	71
3.6.2	Límites de Atterberg	72
3.6.3	Clasificación de suelos	73
3.6.4	Ensayo de corte directo	74
Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados		76
4.1	Modelamiento del talud.....	76
4.1.1	Modelamiento por MEL.....	76
4.1.2	Modelamiento por MEF	83
4.1.3	Propuestas ingenieriles	89
Conclusiones		94
Recomendaciones		95
Referencias bibliográficas.....		96
Anexos		102

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1 : Coordenadas del proyecto	1
Tabla 2 : Vías de acceso al proyecto	3
Tabla 3 : Incógnitas de ecuaciones en dovelas	27
Tabla 4 : Incógnitas en el equilibrio de fuerzas	27
Tabla 5 : Resumen de los distintos métodos de dovelas	30
Tabla 6 : Proceso general de análisis numérico en Plaxis 2D	33
Tabla 7 : Tipos de movimientos de material	35
Tabla 8 : Clasificación y métodos de estabilización de taludes.....	51
Tabla 9 : Columna estratigráfica de la zona de estudio	57
Tabla 10: Coordenadas de las BMs	61
Tabla 11: Ubicación de ensayo de refracción sísmica	63
Tabla 12: Parámetros de ensayo de refracción sísmica	64
Tabla 13: Relación de perfiles de suelo según la velocidad de propagación (VP).....	64
Tabla 14: Coordenadas de ensayo MASW.....	66
Tabla 15: Parámetros del ensayo MASW.....	66
Tabla 16: Clasificación sísmica según la Norma Técnica E.030-2018.....	67
Tabla 17: Clasificación sísmica según IBC (2012)	67
Tabla 18: Parámetros dinámicos	68
Tabla 19: Resumen de calicatas y zanja	69
Tabla 20: Resumen de ensayo de densidad in situ del talud	71
Tabla 21: Resumen granulométrico de la muestra	72
Tabla 22: Resumen de los límites de Atterberg	73
Tabla 23: Resultados del ensayo de corte directo	74
Tabla 24: Parámetros del talud.....	76
Tabla 25: Aceleración pseudoestática horizontal por zona	81
Tabla 26: Estimación presupuestaria muro de gavión	91

Tabla 27: Estimación presupuestaria muro de concreto ciclópeo	93
---	----

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1 : Mapa de ubicación del proyecto	2
Figura 2 : Mapa de accesibilidad del proyecto	3
Figura 3 : Clasificación de los taludes.....	11
Figura 4 : Ángulo de reposo	13
Figura 5 : Plano de estratificación.....	13
Figura 6 : Criterio de falla Mohr-Coulomb y envolvente de falla de Mohr	16
Figura 7 : Superficie de rotura de un talud de carretera	17
Figura 8 : Superficie de rotura de talud en suelo.....	18
Figura 9 : Formas de la superficie de deslizamiento según USACE (2003)	19
Figura 10: Ejemplo de rotura de talud tipo circular	19
Figura 11: Clasificación general de los métodos de análisis de estabilidad de taludes .	20
Figura 12: Gráficos de Taylor	22
Figura 13: Método analítico de equilibrio límite	22
Figura 14: Ejemplo de método numérico	23
Figura 15: Clasificación general de los métodos de cálculo más utilizados	24
Figura 16: Estado de equilibrio de fuerzas y momentos	25
Figura 17: Método de dovelas, rebanadas o franjas	26
Figura 18: Fuerzas actuantes en el método de Fellenius.....	28
Figura 19: Fuerzas actuantes en el método simplificado de Bishop.....	29
Figura 20: Proceso de discretización	34
Figura 21: Ejemplo de discretización de una excavación con muros de contención	34
Figura 22: Movimiento de masa tipo caída	35
Figura 23: Movimiento de masa tipo deslizamiento	36
Figura 24: Movimiento de masa tipo flujos.....	36
Figura 25: Movimiento de masa tipo propagación lateral.....	37
Figura 26: Movimiento de masa tipo reptación	37

Figura 27: Movimiento de masa tipo vuelco	38
Figura 28: Estado natural (a) y modelo trifásico (b) del suelo	39
Figura 29: Estados y límites de consistencia de un suelo	41
Figura 30: Carta de plasticidad	42
Figura 31: Curva granulométrica	44
Figura 32: Límites del tamaño de separación de las partículas del suelo	44
Figura 33: Principales tipos de ondas sísmicas	47
Figura 34: Tendido de refracción sísmica	47
Figura 35: Ensayo de MASW	48
Figura 36: Método de cono de arena	49
Figura 37: Ensayo de corte directo	49
Figura 38: Gráfica de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante	50
Figura 39: Cadena montañosa perteneciente a la Cordillera Oriental	52
Figura 40: Modelo digital de elevación (MDE) de la zona de estudio	53
Figura 41: Mapa geomorfológico de la zona de estudio	54
Figura 42: Unidad de montañas en la localidad de Sivia-Ayacucho	54
Figura 43: Unidades piedemonte, planicie y valle en la localidad de Sivia, Ayacucho ...	55
Figura 44: Mapa geológico regional	56
Figura 45: Talud del proyecto de estudio	58
Figura 46: Margen izquierdo del río Sivia: secuencia de rocas sedimentarias	58
Figura 47: Transición roca-suelo y conglomerado clasto soportado	59
Figura 48: Topografía de la zona de estudio	61
Figura 49: Sección topográfica de la zona de estudio	62
Figura 50: Perfil longitudinal del río Sivia	62
Figura 51: Perfil transversal de la zona de estudio	62
Figura 52: Ensayo de refracción sísmica	63
Figura 53: Resultado de ensayo de refracción sísmica LS-01	65
Figura 54: Resultado de velocidad de corte S en ensayo MASW	67

Figura 55: Elaboración de zanjas .	69
Figura 56: Imagen del plano de ubicación de calicatas.....	70
Figura 57: Calicatas C-3 y C-4.....	71
Figura 58: Curva de fluidez y carta de plasticidad.....	73
Figura 59: Clasificación SUCS para suelos finos con $LL < 50$	74
Figura 60: Pasos para el modelado 2D en Plaxis LE	77
Figura 61: Diagrama de flujo del método analítico de equilibrio límite	78
Figura 62: Métodos de cálculo en condiciones estáticas en modelado 2D	80
Figura 63: Métodos de cálculo y análisis probabilístico en modelado 3D	82
Figura 64: Resultados de evaluación de estabilidad de talud	83
Figura 65: Pasos para el modelado en Plaxis 2D	84
Figura 66: Diagrama de flujo del método numérico de elemento finito.....	85
Figura 67: Factor de seguridad en diferentes escenarios en elementos finitos	86
Figura 68: Análisis comparativo entre método de equilibrio límite y elementos finitos ...	87
Figura 69: Superficies de falla para modelos 2D y 3D de elementos finitos en Plaxis....	88
Figura 70: Ejemplo de un sistema de muro de gaviones.....	90
Figura 71: Propuesta de muro de concreto ciclópeo	92

Introducción

La estabilidad de los taludes es un factor crítico en ingeniería, especialmente en carreteras ubicadas en áreas con complejidades geológicas como el talud estudiado. Esto se debe a la geomorfología particular de la región y a las diversas geoformas resultantes de fenómenos geodinámicos externos, así como a la estratigrafía del área. En este contexto, el Grupo Cabanillas añade una capa adicional de complejidad, ya que influye en las características del terreno y en la estabilidad de los taludes.

El tramo de la carretera Sivia-Huamanpata del distrito de Sivia, provincia de Huanta, región Ayacucho, atraviesa un talud formado por suelos arcillosos con limo y arena. Este talud está compuesto por dos estratos del mismo tipo de material, pero con parámetros diferenciados: suelo residual y suelo saprolito, posiblemente perteneciente al Grupo Cabanillas. La región, caracterizada por un clima tropical lluvioso y una geomorfología particular, presenta condiciones que pueden influir significativamente en la estabilidad del talud y comprometer la integridad del tramo de la carretera. Además, a unos metros de la base del talud se encuentra el río Sivia, cuya proximidad añade otra capa adicional de complejidad a la evaluación de la estabilidad, debido a su impacto potencial en la saturación del suelo y en la dinámica de erosión.

Recientemente, se han realizado trabajos de defensa ribereña en otro sector de la carretera Sivia-Huamanpata debido a inundaciones que afectaron al poblado durante la temporada de lluvias. Sin embargo, estos trabajos no han considerado adecuadamente el riesgo potencial de deslizamientos de taludes, un factor que podría agravar aún más las condiciones de estabilidad.

El objetivo principal de esta tesis fue evaluar la estabilidad del talud de un tramo de la carretera Sivia-Huamanpata para identificar y mitigar los riesgos asociados a posibles deslizamientos. Los objetivos específicos incluyeron identificar los factores geológicos y meteorológicos, así como caracterizar los factores geotécnicos que influyen en la estabilidad del talud. Para la evaluación del talud en relación con el factor de seguridad, se

utilizaron métodos analíticos y numéricos. En este proceso, se emplearon el método de equilibrio límite en Plaxis LE y el método de elementos finitos en Plaxis 2D, donde se evaluaron diversas condiciones de estudio, como la condición pseudoestática, el tipo de método de equilibrio límite y la acción sísmica.

Este estudio no solo contribuye a una mejor comprensión de los métodos de evaluación de estabilidad de taludes, sino que también proporciona una metodología robusta basada en software para futuras evaluaciones. La información obtenida de los ensayos de campo y laboratorio, que incluyó pruebas de corte directo, ensayos geofísicos y ensayos de densidad para determinar los parámetros de resistencia de suelo, parámetros elásticos y densidades del material, será fundamental para futuros diseños ingenieriles efectivos y para mejorar las prácticas actuales en la región. Además, la investigación proporciona una base sólida para la identificación y ejecución de proyectos que integren análisis cuantitativos, ofreciendo así una herramienta valiosa para mitigar los riesgos asociados con la estabilidad de taludes en áreas similares.

Capítulo I. Parte introductoria del trabajo

En este capítulo se describen aspectos como la ubicación y accesibilidad del proyecto. Además, se analiza la problemática que motiva el proyecto, detallando los desafíos o situaciones a abordar. Asimismo, se exponen los objetivos planteados para la investigación, estableciendo las metas a alcanzar. Por último, se presenta la hipótesis esperada, que plantea una posible solución o resultado anticipado.

1.1 Generalidades

1.1.1 Ubicación del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en la región Ayacucho, provincia de Huanta, distrito de Sivia. La zona de trabajo está próxima al centro poblado Sivia (ver Figura 1), limita con el centro poblado de Pichari, perteneciente a la región Cuzco, separados por el río Apurímac.

El proyecto de estudio se localiza en la carretera Sivia-Huamanpata, a un kilómetro del centro poblado de Sivia, dentro de la zona del VRAEM (Valles de los ríos Apurímac, Ene y Mantaro), en la margen izquierda del río Apurímac y en la margen derecha del río Sivia.

De acuerdo con el sistema de coordenadas UTM, cuyo DATUM es WGS84, el proyecto de estudio se encuentra en la zona 18L (ver Tabla 1). Cartográficamente se sitúa en el cuadrángulo de San Francisco 26-o.

Tabla 1

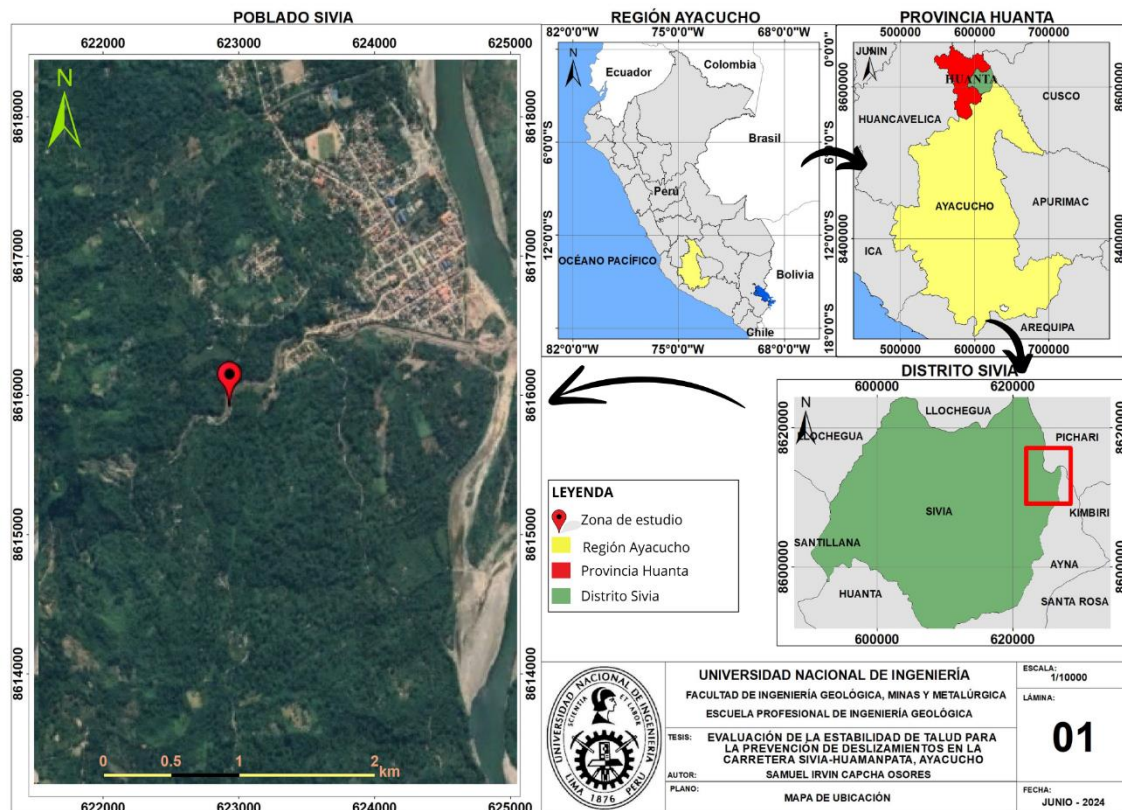
Coordenadas del proyecto.

Sistema	Coordenadas del Proyecto		
	E	N	
UTM DATUM WGS84	622896	8615786	Zona 18L
Geográficas	Latitud	Longitud	Elevación
	12.517736°	-73.866616°	615 m

Nota: Tomado del sistema de coordenadas geográficas y WGS84.

Figura 1

Mapa de ubicación del proyecto.



Nota: Modificado de Google Earth (2024).

1.1.2 Accesibilidad

La ruta habitual para llegar a la zona de estudio desde Lima ya sea por vía aérea o terrestre, es Lima-Ayacucho. Desde Ayacucho se toma la carretera Ayacucho-Tambo-Machente-Rosario. A partir del distrito de Rosario, existen dos rutas para llegar al poblado de Sivia (ver Figura 2).

Durante la temporada seca, se accede a la zona de estudio desde el distrito de Rosario, siguiendo la ruta Rosario-Huamanpata-Sivia. Sin embargo, durante la temporada de lluvias, es más recomendable tomar la ruta de Rosario-Kimbiri-Pichari y luego realizar un traslado en embarcación desde el puerto de Jatun Rumi hasta Sivia, atravesando el río Apurímac (ver Tabla 2).

Tabla 2

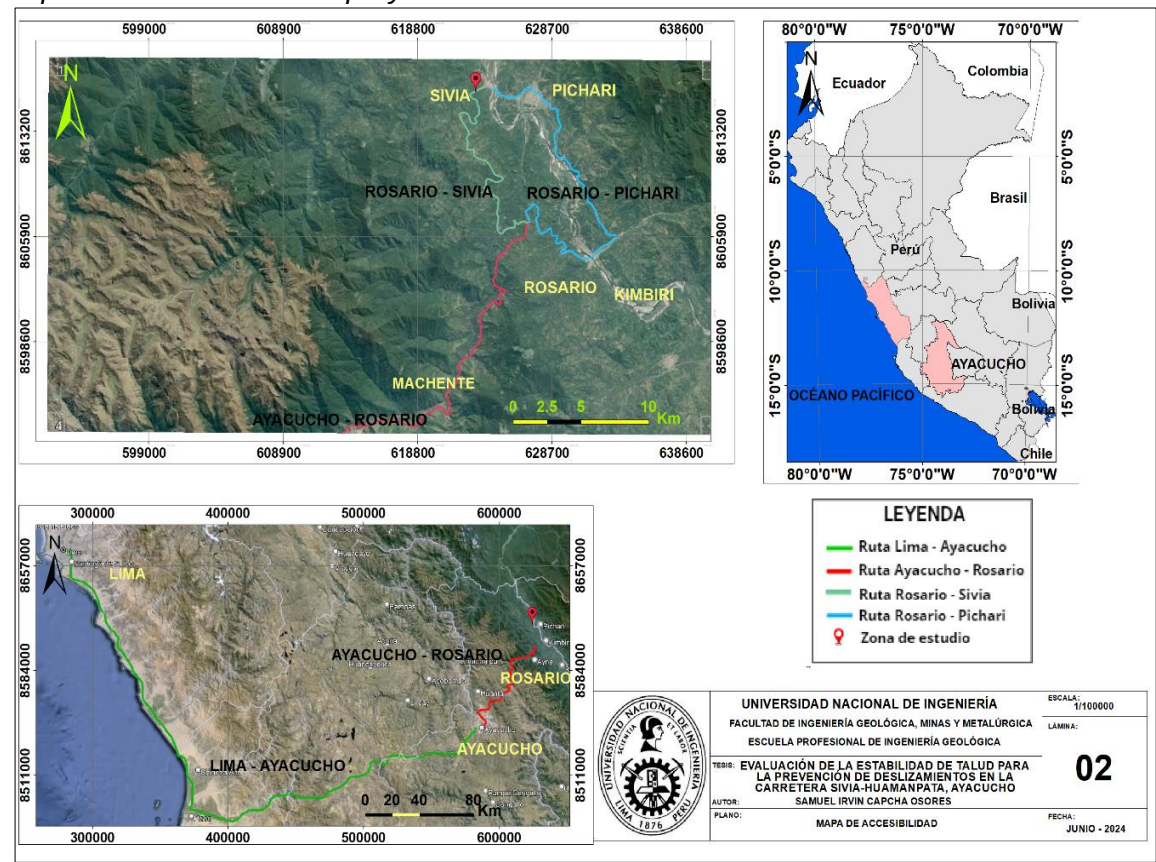
Vías de acceso al proyecto.

Vías de acceso					Total
Temporada seca	Lima-Ayacucho	Ayacucho-Tambo-Tutumbaru-Rosario	Rosario-Kimbiri-Pichari-Sivia	Carretera-trocha-embarcación	771.4 km 14.17 h
Temporada de lluvias	Lima-Ayacucho	Ayacucho-Tambo-Tutumbaru-Rosario	Rosario-Huamanpata-Sivia	Carretera-trocha	703 km 13.5

Nota: Tomado de Google Earth (2024).

Figura 2

Mapa de accesibilidad del proyecto.



Nota: Modificado de Google Earth (2024).

1.2 Descripción del problema de investigación

La inestabilidad de taludes (tendencia de un terreno inclinado o empinado a desplazarse o colapsar debido a diversos factores como la erosión, la vibración sísmica, la lluvia intensa, la excavación de tierra cercana, entre otros) es un riesgo significativo para las personas, las propiedades y la infraestructura cercana, por lo que es importante monitorear y tomar medidas para prevenir o mitigar los deslizamientos de laderas.

Froude y Petley (2018) mencionaron que el número de deslizamientos mortales analizados en el mundo fue de 4862, mientras que el número de víctimas mortales por deslizamientos fue de 55997. A nivel nacional, de acuerdo con INDECI (2022), el número de damnificados por deslizamientos fue 39864, mientras que la cantidad de desaparecidos ascendió a 56 y de fallecidos a 242 en el año 2022.

Es así que, en el distrito de Sivia, la frecuencia de peligros geológicos está marcada por movimientos de masa e inundaciones, debido al incremento del caudal de los ríos Sivia y Apurímac. Se tienen registros históricos de estos eventos, elaborados por INDECI (2022), los informes técnicos elaborados por Núñez (2011) e INGEMMET (2019), que muestran los graves daños que han dejado estos movimientos de masa tipo deslizamiento e inundaciones.

Las lluvias intensas y el aumento del nivel del río Sivia durante la temporada de lluvias prolongadas debilitan el talud a lo largo de la carretera. El incremento del caudal del río genera erosión y socavamiento en la base del talud, reduciendo su estabilidad. Si bien estos factores por sí solos no suelen tener un impacto significativo en los taludes, su acción combinada, junto con las características geológicas del talud, puede desencadenar deslizamientos, afectando la carretera y ocasionando daños en los terrenos agrícolas circundantes.

Debido a estos eventos meteorológicos y geológicos, la municipalidad distrital de Sivia, mediante la empresa ejecutora Consorcio Río Sivia, construyó obras de defensa ribereña en un tramo a lo largo del río Sivia. Aunque estas obras ya han sido finalizadas, se ha observado que, en algunos sectores, las estructuras están siendo afectadas por el empuje de los deslizamientos de material de la base de los taludes, resultado de la combinación de los factores meteorológicos, geológicos y geotécnicos. Además, la carretera Sivia-Huamanpata también está siendo afectada debido a los deslizamientos y derrumbes de taludes.

Este proyecto de investigación va a determinar el tipo de material del talud de un sector de la carretera, analizar la geomorfología de la zona y evaluar la geodinámica

externa que podría afectar su estabilidad y resistencia. Además, se busca establecer la geometría del talud, evaluar la presencia del nivel freático y determinar el factor de seguridad mediante distintos métodos de análisis, con el fin de obtener datos geológicos y geotécnicos para la prevención y mitigación de deslizamientos.

1.3 Objetivos

1.3.1 *Objetivo general*

- Evaluar la estabilidad del talud en la carretera Sivia-Huamanpata.

1.3.2 *Objetivos específicos*

- Determinar los factores geológicos y meteorológicos que influyen en la estabilidad del talud en la carretera Sivia-Huamanpata.
- Caracterizar los factores geotécnicos que influyan en la estabilidad del talud en la carretera Sivia-Huamanpata.

1.4 Hipótesis

1.4.1 *Hipótesis general*

- Al evaluar la estabilidad del talud se podrá dar alternativas de estabilización geotécnica en el talud de la carretera Sivia-Huamanpata.

1.4.2 *Hipótesis específicas*

- Los factores geológicos y meteorológicos que influyan en la estabilidad del talud en la carretera Sivia-Huamanpata se debe en mayor parte a la composición del suelo y las precipitaciones, respectivamente.
- Las propiedades físicas y mecánicas del suelo, como la cohesión, el ángulo de fricción interna y la densidad, son factores determinantes en la estabilidad del talud en la carretera Sivia-Huamanpata. Se espera que su variabilidad tenga un impacto directo en la capacidad de resistencia del talud.

1.5 Antecedentes referenciales

1.5.1 Antecedentes internacionales

Matthews et al. (2014) en su estudio “Análisis de estabilidad de taludes: equilibrio límite o método de elementos finitos” examinaron la aplicabilidad del método de elementos finitos (MEF) a los taludes y mostraron la comparación de los resultados con el enfoque tradicional del método de equilibrio límite (MEL). Los autores obtuvieron resultados útiles que pueden servir de orientación sobre cuándo debe considerarse la posibilidad de utilizar MEF y en qué circunstancias es probable que resulte adecuado el MEL, que es más sencillo y aún fiable.

En cambio, Oros (2018) en su investigación titulada “Estudio geológico-geotécnico para la estabilidad de taludes en el departamento de Potosí-Bolivia”, llevó a cabo un análisis de estabilidad de taludes utilizando diferentes métodos. Para taludes de suelos se empleó el método de Fellenius, mientras que, para el afloramiento del macizo rocoso, se utilizaron los métodos de SMR-RMR. El autor presentó una solución teórica a los problemas de deslizamientos y rotura de taludes en el tramo de la carretera El Retiro-Puente Méndez (progresivas 67+000-51+900). En el análisis, se realizaron estudios de factores geológicos significativos, como la geomorfología, petrografía, clasificación de materiales de suelo y roca considerando su origen, así como la estratigrafía y las condiciones de deformación presentes en el área.

En el tema de investigación “Análisis de estabilidad de taludes mediante el empleo de elementos finitos: un caso de estudio en La Paz-Bolivia” llevada a cabo por Gurruchaga y Viscarra (2020), se analizó la estabilidad de taludes en Villa Exaltación, La Paz. Mediante el método de elementos finitos, se identificaron áreas de la ladera que requerían remediación. Se evaluaron diversas alternativas de estabilización, desde técnicas simples hasta obras complejas como cortinas de pilotes. Los resultados demostraron que un corte de cabeza de talud proporcionó estabilidad y mínimas deformaciones, indicando la factibilidad de soluciones de baja complejidad. Asimismo, se realizaron verificaciones utilizando métodos de cálculo basados en el equilibrio límite, obteniendo resultados

satisfactorios y corroborando la representatividad y conservatismo de los métodos numéricos empleados. El proceso de calibración de parámetros del suelo fue crucial para garantizar una modelación numérica fiable. En resumen, el estudio contribuyó al desarrollo de soluciones efectivas de estabilización en el área de Villa Exaltación, demostrando la aplicabilidad de los métodos numéricos utilizados.

Dorairaj y Osman (2021) en su artículo de investigación titulada “Prácticas actuales y oportunidades emergentes en bioingeniería para la estabilización de taludes en Malasia: Una visión general” mencionaron que el crecimiento de la población y la demanda de desarrollo de infraestructuras ha resultado en una deforestación masiva y la construcción en terrenos montañosos. La falta de cobertura vegetal en las laderas expuestas las vuelve altamente susceptibles a la erosión. En el caso de Malasia, las prácticas inadecuadas de gestión de laderas, la planificación deficiente y las intensas precipitaciones pueden ocasionar fallas en las laderas y desencadenar deslizamientos de tierra. Es crucial implementar medidas de mitigación para abordar estas fallas en las laderas y prevenir pérdidas económicas, de infraestructuras y de vida. En este estudio, los autores examinaron los métodos actuales de estabilización de laderas, como el uso de geotextiles, capas de vegetación, pilotes vivos, contrafuertes de roca y estructuras de hormigón, y se resalta el potencial de la bioingeniería del suelo, particularmente el uso de plantas completas. Se analizaron los efectos mecánicos, hidrológicos e hidráulicos de las plantas en la estabilización de laderas, así como la selección de especies y las propiedades de ingeniería de la vegetación. Como conclusión, determinaron que la bioingeniería del suelo es apropiada para laderas con bajo a moderado riesgo, mientras que las laderas con alto riesgo requieren métodos de ingeniería tradicionales. Se destaca la importancia de adoptar un enfoque holístico para estudiar la interacción entre las plantas, las propiedades del suelo, el ecosistema y el medio ambiente.

Kumar et al. (2022) en su proyecto de estudio titulado “Análisis de la estabilidad de taludes en áreas susceptibles a deslizamientos. Un estudio en los Ghats occidentales, Kerala, India” realizaron un análisis de estabilidad de laderas en el que seleccionaron tres

áreas de estudio: Alathur, Vennikkulam y Pananchery. Durante el estudio, los autores determinaron varias propiedades del suelo. Los pasos llevados a cabo incluyeron la recolección de muestras, los ensayos de laboratorio y el análisis mediante software. Para la recolección de suelo en cada área, emplearon una técnica de muestreo compuesto. Las muestras recolectadas fueron sometidas a ensayos de laboratorio con el fin de determinar valores de propiedades del suelo tales como contenido de humedad in situ, gravedad específica, densidad seca, cohesión y ángulo de fricción. Estas propiedades del suelo fueron utilizadas para llevar a cabo el análisis de estabilidad de laderas utilizando el software SLOPE. Los resultados obtenidos a través de la modelización por software proporcionaron los valores del factor de seguridad para las tres áreas de estudio. En el área de Alathur se obtuvo un valor de 1.67, en Pananchery fue de 2.859 y en Vennikkulam alcanzó 3.695.

1.5.2 Antecedentes nacionales

Aniya y Fidel (2002) en su investigación titulada “Metodología para la evaluación de taludes en obras de ingeniería” proveyeron una herramienta práctica que permite llevar a cabo de manera rápida y sencilla una evaluación lineal de la estabilidad de taludes, aplicable a cualquier ladera o talud a construir. La metodología considera una serie de parámetros que afectan la estabilidad de los taludes, a los cuales se les asigna una calificación o valoración que determina el grado de estabilidad presente. También se observa cuál es el parámetro que tiene mayor influencia en la estabilidad del talud. La evaluación de taludes realizada por los autores se llevó a cabo en la carretera Chongoyape-Cajamarca.

Mendoza (2016) en su tesis titulada “Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay” examinó la estabilidad de los taludes de suelos ubicados en la parte superficial del tajo, los cuales superan los 100 metros de profundidad en la mina Antapaccay, situada en la provincia de Espinar, región Cusco. El autor determinó que los factores de seguridad mínimos a nivel de bancos fueron de 1.937 y 1.419 en condiciones estáticas, mientras que en condiciones pseudoestáticas fueron de 1.525 a

nivel de bancos y 1.084 a nivel global. Los resultados de los factores de seguridad obtenidos mediante los diferentes métodos de equilibrio límite no presentaron variaciones significativas, con cambios menores al 5% y en algunos casos, se observaron variaciones del 7%. Por lo tanto, el autor afirmó que la precisión entre los métodos utilizados es similar.

López (2020) en su tesis titulada “Modelamiento y análisis geológico-geotécnico para prevenir un deslizamiento en la carretera Jaén-Cutervo, región Cajamarca”, presentó una metodología de investigación de un caso en particular de talud ubicado en el segmento comprendido entre los kilómetros 58+160 y 58+240 de la carretera Cutervo-Jaén. Esta metodología interrelaciona conceptos geológicos y geotécnicos, donde el autor realizó mapeos geológicos, ensayos geotécnicos y geofísicos en el talud. Luego, llevó a cabo un análisis de la estabilidad del talud utilizando el enfoque del equilibrio límite y proporcionó soluciones ingenieriles, para la gestión de desastres por deslizamiento de terreno.

Capítulo II. Marcos teórico y conceptual

2.1 Marco teórico

2.1.1 Estabilidad de talud

De acuerdo con Duncan et al. (2014) la estabilidad de talud representa uno de los desafíos más complejos dentro del campo de la ingeniería geotécnica, siendo también uno de los aspectos menos comprendido. La evaluación de la estabilidad de talud en suelo emerge como un componente crucial, intrigante y complejo de la ingeniería.

2.1.1.1 Clasificación y nomenclatura de un talud. Braja (2010) define a un talud como una superficie expuesta de suelo que se encuentra en un ángulo con respecto a la horizontal. De la misma manera, Suárez (2009) señala que el talud o ladera es una masa de tierra que no es plana, sino que presenta pendiente o cambios significativos de altura.

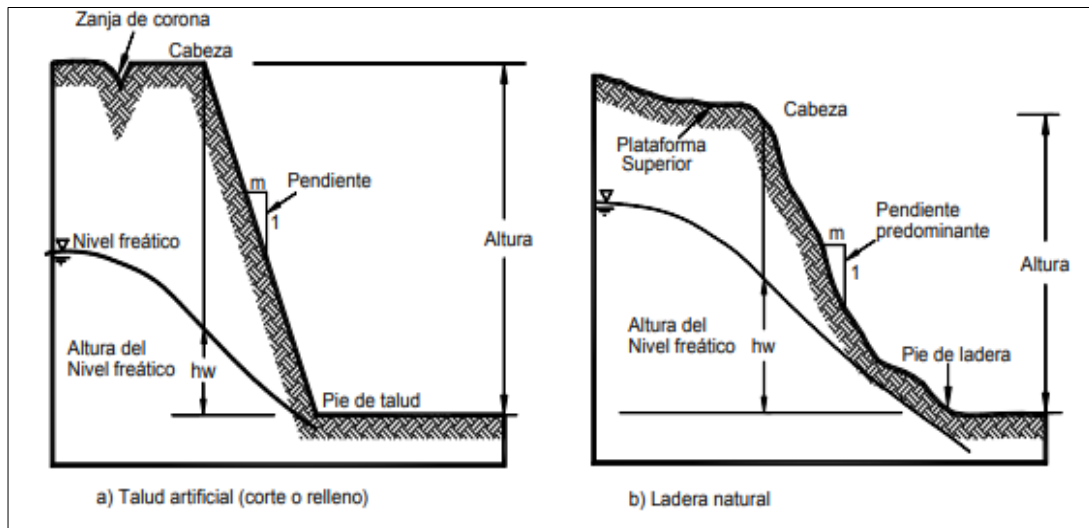
En la literatura técnica, específicamente en los trabajos de Varnes (1978), Cruden y Varnes (1996), y Hutchinson (1988), cuando el talud se forma de manera natural, sin la intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera.

Suárez (2009) clasifica las partes de un talud (ver Figura 3):

- **Altura:** Separación vertical entre la base y la cabecera o escarpe del talud. En taludes artificiales está bien definida, mientras que en taludes naturales es más difícil de cuantificar.
- **Cabecera o escarpe:** Sitio de transición abrupta de pendiente localizado en la parte superior del talud.
- **Pie o base:** Sitio de transición abrupta de pendiente en la parte inferior del talud.
- **Pendiente:** Medida de inclinación del talud.
- **Nivel Freático:** Cota o nivel superior de donde se encuentra el agua subterránea o un acuífero.
- **Altura del nivel freático (NF):** Elevación vertical desde la base del talud hasta el nivel de agua medida debajo de la cabecera del talud.

Figura 3

Clasificación de los taludes.



Nota: Tomado de Suárez (2009).

2.1.1.2 Factores que afectan la estabilidad de un talud. De acuerdo con Terzaghi et al. (1996) los movimientos de ladera son causados por factores externos e internos. Tanto los factores internos como los factores externos pueden afectar el equilibrio de un talud de dos formas distintas o a través de una combinación de ambas:

Reducción de la resistencia al corte.

Incremento de los esfuerzos de corte.

- **Factores internos:** Corresponden a procesos que ocasionan una disminución significativa en la resistencia al corte, llegando a provocar una falla en el material. Algunos ejemplos de estas causas son la meteorización y la presión de poros.
- **Factores externos:** Se refieren a los mecanismos que se encuentran fuera de la masa afectada y que provocan un incremento en los esfuerzos por encima de la resistencia al corte. Estas causas pueden incluir sobrecargas, cortes, sismos, vibraciones y otros factores externos que ejercen presión sobre el talud.

A diferencia de Terzaghi, quien plantea que los movimientos de ladera se basan en el equilibrio de fuerzas y la capacidad de soporte del talud, autores como González et al. (2002) y Suárez (2009) sostienen que dichos movimientos son el resultado de una combinación de factores geotécnicos, geomorfológicos y climáticos. Además de los

aspectos geotécnicos, se destaca la importancia de la geomorfología, la erosión y la dinámica de las laderas como elementos determinantes en la inestabilidad de los taludes.

González et al. (2002), por otro lado, agrupan estos factores en condicionantes o pasivos y desencadenantes o activos.

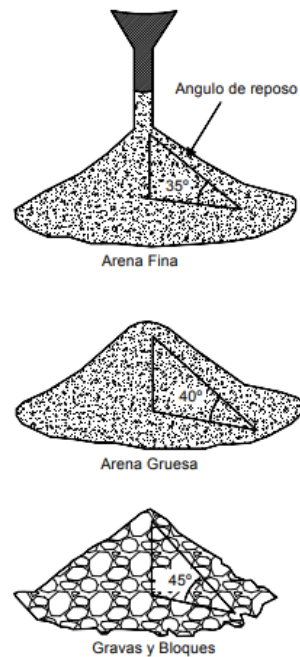
- **Factores condicionantes (o “pasivos”):** Son inherentes a los componentes presentes en la naturaleza que influyen en la estabilidad de un talud, aunque no causan directamente la falla. Comprenden factores geométricos o morfológicos, como la altura y la inclinación; factores geológicos, como la estratigrafía, la litología y las estructuras geológicas; factores hidrológicos, como la presencia de agua; y factores geotécnicos, como la resistencia y deformabilidad.

- **Litología:** Afecta el comportamiento de los taludes debido a las distintas características de las rocas y suelos. La permeabilidad, meteorización y erosividad varían según la litología. Taludes con diferentes materiales tienen un comportamiento geotécnico diferente al de cada material individual. Esto se aprecia en suelos residuales, donde el material descompuesto difiere del saprolito o la roca menos descompuesta en sus propiedades físicas y mecánicas (Suárez, 2009).

En la Figura 4, se aprecia que el ángulo de reposo está influenciado por la composición litológica, la forma y la microestructura de las partículas del suelo. Una textura más gruesa del suelo resulta en un ángulo de reposo más pronunciado.

Figura 4

Ángulo de reposo.

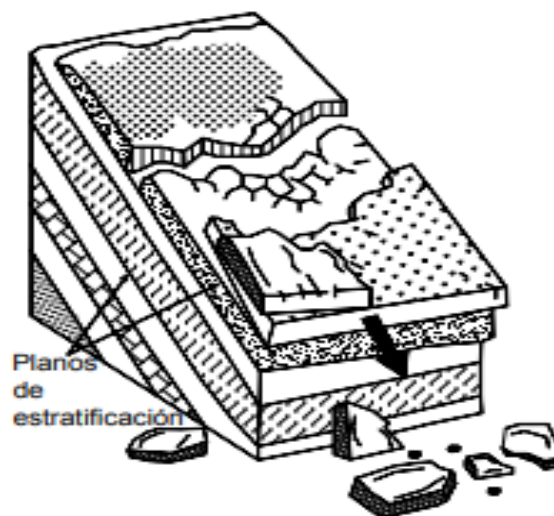


Nota: Tomado de Suárez (2009).

- Estructura geológica: Es frecuente que los deslizamientos se produzcan a lo largo de las superficies débiles que están presentes en el suelo o roca (ver Figura 5). Estas superficies débiles se conocen como “estructuras geológicas” y están formadas por discontinuidades, fracturas, planos de estratificación u otras superficies débiles en el macizo o talud (Suárez, 2009).

Figura 5

Plano de estratificación.



Nota: Tomado de Suárez (2009).

- Geomorfología: El perfil de un talud revela los procesos actuales y pasados que han influido en él, así como su relación con la litología y otros elementos del entorno. Esta relación no solo se limita a un talud específico, sino que abarca todo el ambiente de la zona. Por ejemplo, una ladera afectada por procesos tectónicos presenta una morfología con escarpes empinados, mientras que aquella influenciada principalmente por procesos de depositación muestra una morfología más suave u ondulada. El comportamiento de los taludes está estrechamente relacionado con las características generales de la geomorfología de la zona (Suárez, 2009).

- **Factores desencadenantes (o “activos”):** Son elementos externos que ejercen influencia sobre el terreno, alterando sus características, propiedades y las condiciones de equilibrio del talud o ladera, dando lugar a la aparición o desencadenando la inestabilidad, tales como los factores: climáticos, acción sísmica, sobrecargas y efecto antrópico entre otros.

- Clima: El clima, especialmente la cantidad de precipitación desempeña un papel fundamental en la estabilidad de los taludes. La presencia o ausencia de agua y las variaciones de temperatura son determinantes en los procesos de meteorización física y química. (Suárez, 2009).

- Acción sísmica: En situaciones de eventos sísmicos intensos, la aplicación repentina de estas fuerzas puede causar la ruptura total del talud, especialmente si existen condiciones previas que favorezcan la inestabilidad (González et al., 2002).

- Efecto antrópico: Las actividades antropogénicas, como el desarrollo de la tierra, las prácticas agrícolas, la construcción de carreteras y la irrigación, entre otras, desempeñan un papel determinante en la ocurrencia de deslizamientos. Estos factores inducidos por el ser humano tienen un efecto directo en la estabilidad de los taludes y pueden desencadenar eventos deslizantes (Suárez, 2009).

2.1.1.3 Resistencia cortante del suelo. Según Braja (2009), la resistencia al corte de un suelo se define como la capacidad interna del suelo para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior. Además, aunque un suelo experimenta esfuerzos de contracción, tracción y corte, su capacidad para resistir la falla depende en gran medida de su resistencia al corte.

- **Criterio de falla Mohr-Coulomb.** Esta teoría postula que la falla de un material ocurre cuando hay una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en lugar de depender de valores máximos de esfuerzo normal o cortante de manera individual. Por lo tanto, se puede expresar la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla mediante la Ecuación 1:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (\text{Envolvente de falla}) \quad (1)$$

Donde:

τ_f : esfuerzo cortante en el plano de falla

σ : esfuerzo normal en el plano de falla

La envolvente de falla, descrita por la Ecuación 1, toma la forma de una curva. En la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, se puede aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal, como lo propuso Coulomb. Esta relación puede representarse mediante la Ecuación 2:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Criterio de falla Mohr-Coulomb}) \quad (2)$$

Donde

c : Cohesión

ϕ : Ángulo de fricción interna

- **Factor de Seguridad.** Braja (2010), describe que el factor de seguridad (FS) es una medida cuantitativa de la estabilidad de un talud. El factor de seguridad se define como la relación de “lo resistente” entre “lo actuante”; de manera general el factor de seguridad se representa mediante la Ecuación 3:

$$FS = \frac{\text{Resistente}}{\text{Actuante}} = \frac{\text{Resistencia al corte } (\tau_R)}{\text{Esfuerzo cortante } (\tau)} \quad (3)$$

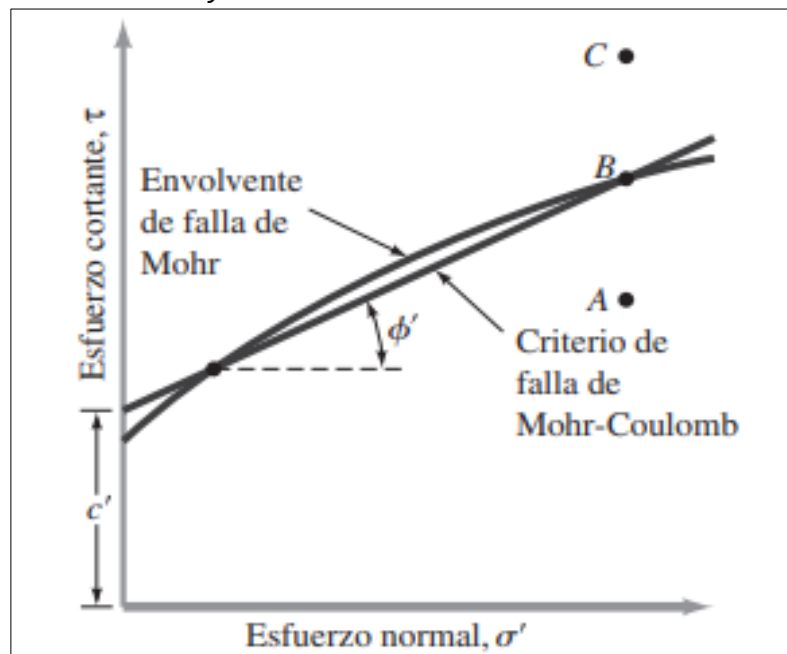
La Figura 6 ilustra la relación entre el esfuerzo normal (σ) y el esfuerzo cortante (τ), mostrando tanto la envolvente de falla como el criterio de falla Mohr-Coulomb, que explica lo siguiente:

- En el punto A, el esfuerzo cortante (τ) es menor que la resistencia al corte (τ_R), lo que indica que el $FS > 1$.
- En el punto B, el esfuerzo cortante (τ) es igual que la resistencia al corte (τ_R), lo que indica que el $FS = 1$.
- En el punto C, el esfuerzo cortante (τ) es mayor que la resistencia al corte (τ_R), lo que indica que el $FS < 1$.

Los valores por debajo de la envolvente de falla indican que el suelo no ha fallado o se encuentra en una condición segura. Por otro lado, los valores por encima de la envolvente indican que se ha superado la resistencia, rebasando el límite definido por la envolvente de falla.

Figura 6

Criterio de falla Mohr-Coulomb y envolvente de falla de Mohr.



Nota: Tomado de Braja (2009).

2.1.1.4 Superficie de rotura. La ocurrencia de falla o superficie de rotura es el resultado de un proceso complejo que involucra múltiples factores, tanto en el espacio como en el tiempo (Suárez, 2009).

La superficie de rotura se describe como la superficie a lo largo de la cual se produce la separación entre la masa de suelo estable y la que experimenta movimiento o deslizamiento. La forma de la superficie de rotura es fundamental para determinar la estabilidad del talud y debe ser identificada y analizada correctamente (Hoek y Bray, 1981).

De acuerdo con Gonzáles et al. (2002), un talud experimenta una “falla” cuando se producen esfuerzos de corte y/o fricción dentro de la masa de suelo y/o roca que superan el límite de esfuerzo admisible. Este límite se determina mediante la envolvente de resistencia. En el caso de los suelos, la envolvente se establece utilizando el criterio de falla Mohr-Coulomb, mientras que para las rocas se emplea el criterio de rotura de Hoek-Brown.

La Figura 7 muestra un ejemplo de la superficie de rotura en el talud de la carretera Sivia-Huamanpata, posiblemente provocado por la combinación de las precipitaciones y el paso de vehículos de carga. Esta superficie de rotura se ubica cerca del tramo del talud analizado en este estudio.

Figura 7

Superficie de rotura de un talud de carretera.

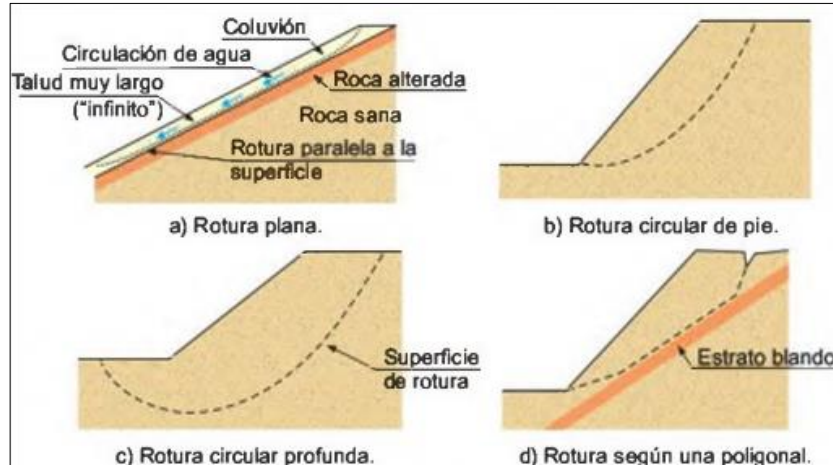


Nota: Elaboración propia.

2.1.1.5 Rotura de talud en suelos. Los taludes de suelos suelen experimentar rupturas a lo largo de superficies curvas, que presentan una variedad de formas determinadas por la morfología y estratigrafía del talud. Según Gonzáles et al. (2002), se pueden clasificar las roturas de taludes de suelos en (ver Figura 8):

Figura 8

Superficie de rotura de talud en suelo.



Nota: Tomado de Gonzáles et al. (2002).

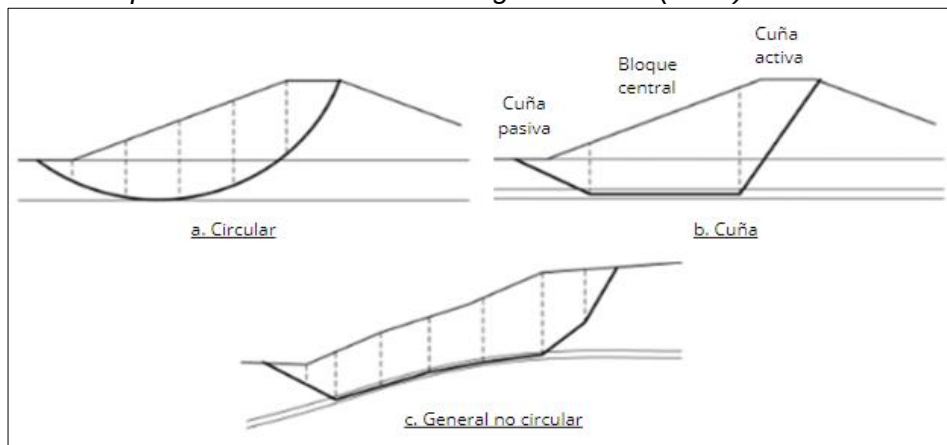
- **Rotura plana:** Se refiere al modelo de talud “infinito” en el cual la longitud del talud puede considerarse como infinita en comparación con el espesor de la masa que se rompe. Este modelo se aplica en numerosas laderas donde la superficie de rotura está definida por el contacto casi paralelo al talud entre el terreno superficial (coluvial o suelo residual) y la roca adyacente.
- **Rotura circular de pie:** También llamado deslizamiento de pie. Se caracteriza por ser predominantemente de forma circular (la más común), con su parte inferior ubicada en la base del talud. Se produce cuando el talud está compuesto por un terreno homogéneo o por múltiples estratos con propiedades geotécnicas homogéneas.
- **Rotura circular profunda:** Se presenta como una forma casi circular, pero con la particularidad de que la superficie de rotura se extiende por debajo de la base del talud, lo que se conoce como deslizamiento profundo.

- Rotura según una poligonal: Se produce en taludes compuestos por estratos o capas de distintas competencias, lo que puede dar lugar a una rotura siguiendo una forma poligonal.

El Manual de Estabilidad de taludes del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, 2003) ofrece directrices para evaluar la estabilidad estática de diversos tipos de taludes en suelos y rocas blandas. Asimismo, el manual detalla las características de las superficies de deslizamientos de los taludes (ver Figura 9).

Figura 9

Formas de la superficie de deslizamiento según USACE (2003).



Nota: Se muestra la clasificación de la superficie de deslizamiento en a) Circular, b) Cuña y c) General no circular. Modificado de USACE (2003).

La Figura 10 ilustra un ejemplo de rotura de talud, presentando dos tipos similares de rotura: una clasificada como circular según el USACE (2003) y otra como circular de pie de acuerdo con Gonzáles et al. (2002).

Figura 10

Ejemplo de rotura de talud tipo circular



Nota: Elaboración propia.

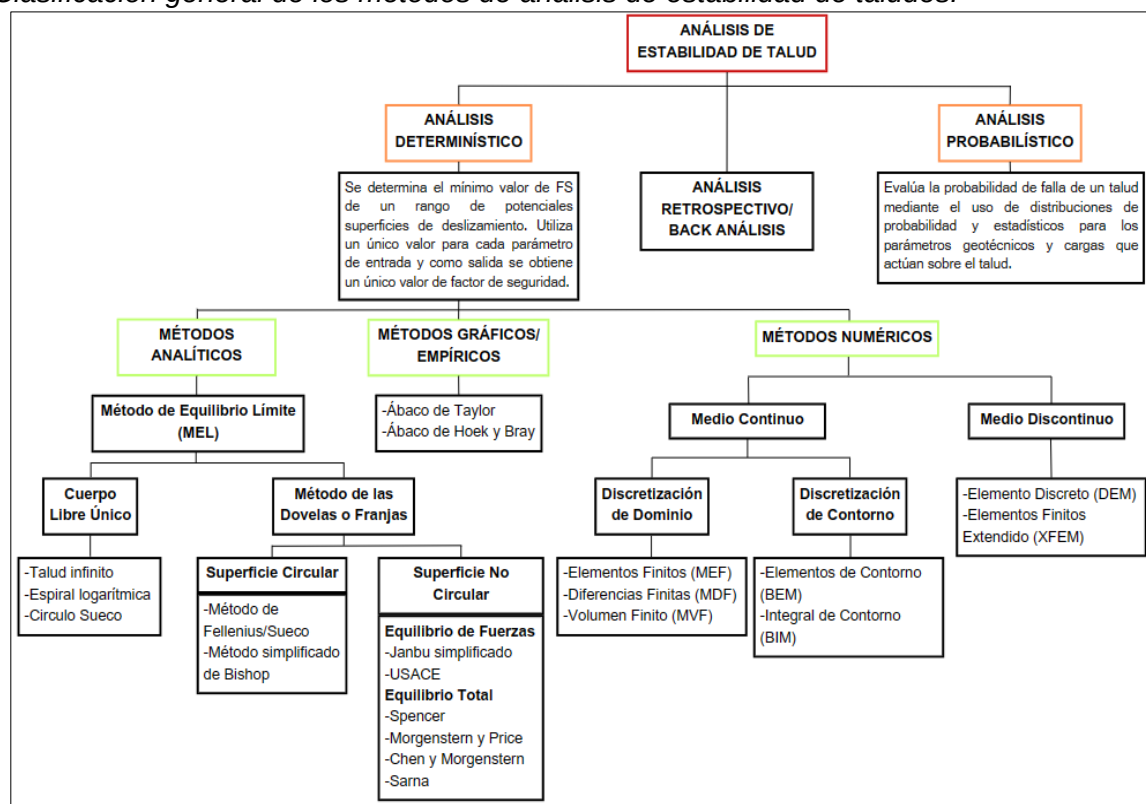
2.1.1.6 Análisis de estabilidad de talud. De acuerdo con Abramson et al. (2001), destacan la importancia de comprender la geología, hidrología y propiedades del suelo para aplicar adecuadamente los principios de estabilidad de taludes. Los análisis deben basarse en modelos que representen con precisión las condiciones del subsuelo, el comportamiento del terreno y las cargas aplicadas.

Por su parte, Braja (2010) define el análisis de estabilidad de talud como el proceso de llevar a cabo cálculos para verificar la estabilidad de los diferentes tipos de taludes. Este proceso implica determinar y comparar el corte generado a lo largo de la superficie de ruptura más probable, con la resistencia del suelo al corte.

La Figura 11 presenta un mapa conceptual que ilustra los diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes, destacando tanto enfoques clásicos como modernos. Este esquema permite una clara visualización de las características clave de cada método.

Figura 11

Clasificación general de los métodos de análisis de estabilidad de taludes.



Nota: Elaboración propia.

González et al. (2002) clasifican los análisis de estabilidad de taludes en dos grupos principales: análisis probabilístico y análisis determinístico.

- **Análisis probabilístico:** El análisis probabilístico se utiliza para evaluar la confiabilidad de un talud mediante el cálculo de la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad asociados a su superficie. También es factible llevar a cabo este cálculo para superficies de deslizamiento arbitrarias, es decir, teniendo en cuenta distintas superficies específicas de deslizamiento que no se encuentren vinculadas al factor de seguridad o al índice de confiabilidad mínimo requerido (Bhattacharya et al., 2003). Este análisis incluye métodos como la simulación de Monte Carlo (MCS), el método de primer orden y el método de superficies de respuesta, siendo la simulación de Monte Carlo la más utilizada.
- **Análisis determinístico:** El análisis determinístico se fundamenta en la minimización del factor de seguridad (FS) a través de la evaluación de diversas superficies de falla potenciales. De esta manera, se determina la superficie de deslizamiento crítico, que corresponde al valor mínimo del factor de seguridad (Bhattacharya et al. 2003). Se caracteriza porque se conoce las condiciones en que se encuentra un talud, utiliza un único valor para cada parámetro de entrada y como salida se obtiene un único valor de factor de seguridad (FS), este análisis determina si el talud es estable o no. De acuerdo con González et al. (2002), plantean que los análisis determinísticos se pueden clasificar en tres subgrupos:

- Métodos gráficos: Permiten realizar un análisis simple y rápido en situaciones donde las condiciones reales se ajustan a las suposiciones sobre las cuales se basan (Figura 12). Sin embargo, es importante tener en cuenta que la incertidumbre asociada a estos métodos es alta, ya que no se consideran exploraciones exhaustivas, ensayos de laboratorio detallados o cálculos rigurosos de estabilidad.

Gráficos de Taylor.

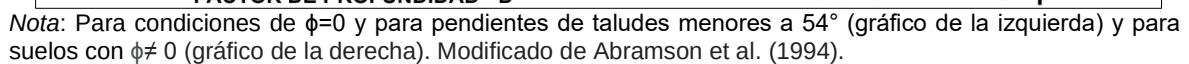
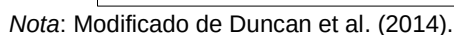


Figura 13

Método analítico de equilibrio límite.

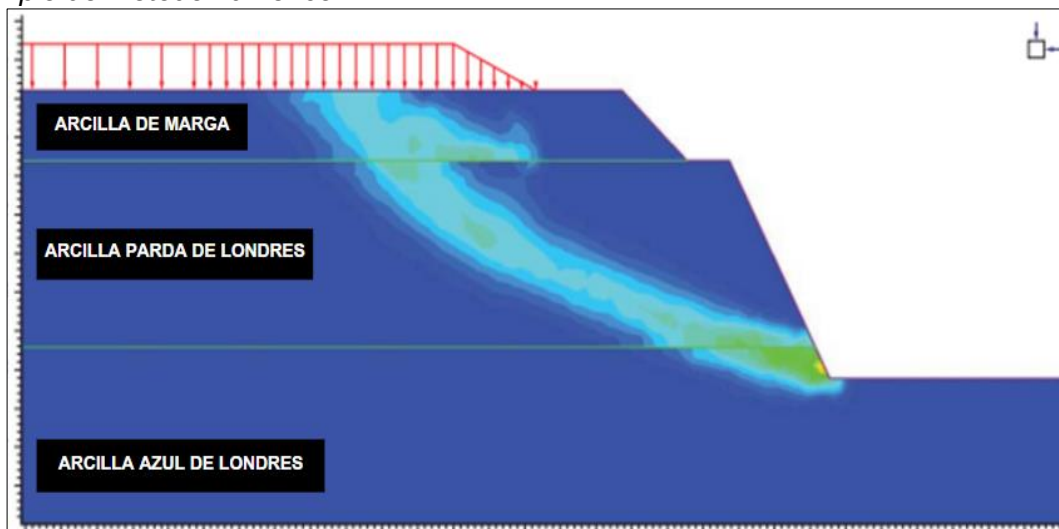


- Métodos numéricos: Estos métodos son los más complejos, básicamente son aproximaciones a la solución de ecuaciones diferenciales, donde estas ecuaciones representan la naturaleza del material en forma de números (ver Figura 14).

El método determinístico, se caracteriza por presentar una considerable incertidumbre en las variables consideradas. Las propiedades del suelo pueden variar tanto de una ubicación a otra como a lo largo del tiempo, lo que significa que la información obtenida para una ubicación no garantiza su aplicabilidad en otros lugares. Además, existe incertidumbre al estimar las propiedades de resistencia al corte del suelo in situ (como la cohesión y el ángulo de fricción interna), basados en los resultados de ensayos de laboratorio. Estos ensayos no siempre logran reproducir de manera precisa las condiciones reales del terreno debido a factores como cambios en el sistema de carga, perturbaciones durante el muestreo, anisotropía y presión de poros (Tang et al. 1976).

Figura 14

Ejemplo de método numérico.

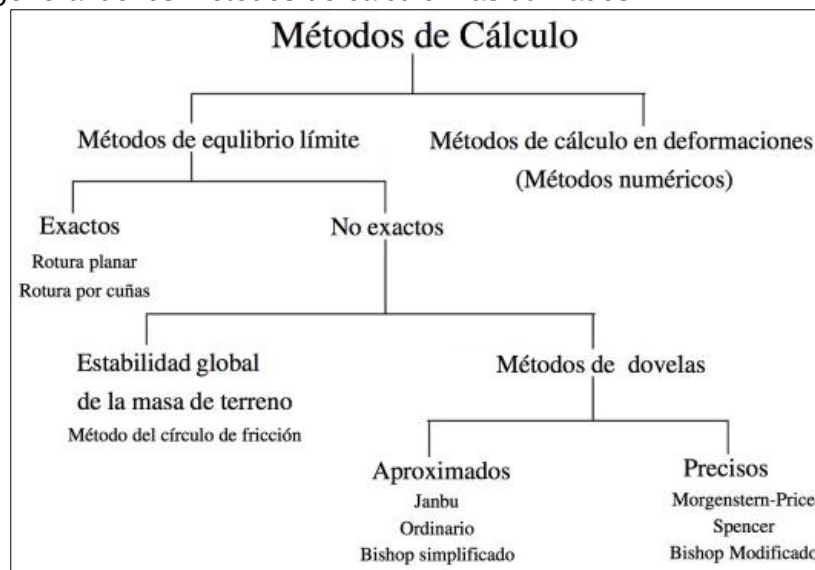


Nota: Contorno de la deformación por cizallamiento de capas arcillosas utilizando el método numérico de SFR. Modificado de Duncan et al. (2014).

2.1.1.7 Métodos de cálculos analíticos. El Instituto Geológico Minero de España (IGME, 1991) divide los métodos de cálculo de estabilidad de taludes en dos categorías principales (ver Figura 15): métodos de equilibrio límite (MEL) y métodos numéricos. Dentro de los métodos de equilibrio límite, se distinguen dos subcategorías: “exactos” y “no exactos”. A su vez, los métodos no exactos se subdividen en “estabilidad global” y en el “método de las dovelas”.

Figura 15

Clasificación general de los métodos de cálculo más utilizados.



Nota: Tomado de IGME (1991).

En cambio, Duncan et al. (2014) señalan que existen dos enfoques diferentes para satisfacer el equilibrio estático en los procedimientos de análisis de equilibrio límite. En un enfoque, se considera el equilibrio de toda la masa del suelo, la cual se encuentra delimitada por una supuesta superficie de deslizamiento en la base y por la superficie del talud en la parte superior. En este caso, las ecuaciones de equilibrio se formulan y resuelven para un único cuerpo libre. En el otro enfoque, la masa de suelo se divide en una serie de cortes verticales u horizontales, y las ecuaciones de equilibrio se escriben y resuelven para cada uno de estos cortes.

- **Método de equilibrio límite:** Es un tipo de análisis de estabilidad que utiliza los principios de la estática para identificar el estado de equilibrio de una porción de terreno potencialmente inestable, sin considerar las deformaciones del suelo

(Valiente et al., 2015). Según Braja (2010), el método del equilibrio límite (MEL) implica la comparación entre las fuerzas que tienden a provocar el movimiento y las fuerzas de resistencia que se oponen al mismo, a lo largo de una superficie de rotura específica. Se establecen las siguientes condiciones:

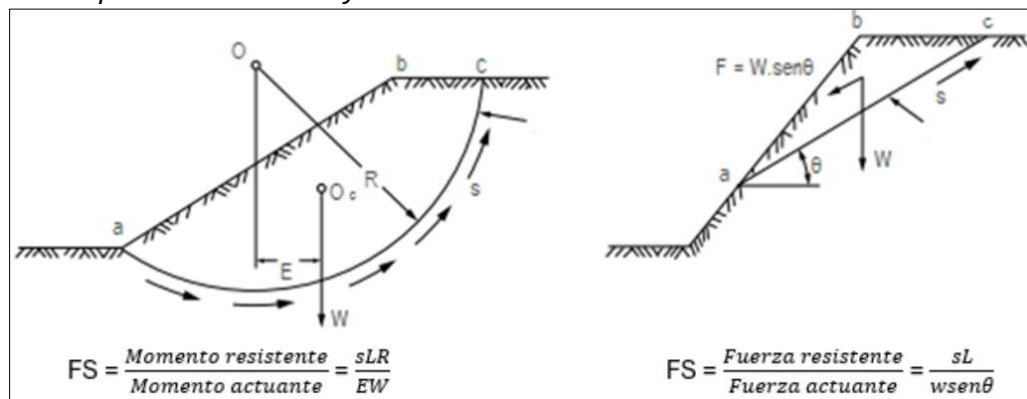
- Se elige una superficie teórica de rotura que sea cinemáticamente posible.
- Se aplica el criterio de rotura Mohr-Coulomb.
- Se define un “coeficiente de seguridad” constante a lo largo de todo el plano de

rotura.

En la Figura 16, se puede apreciar (a) que el factor de seguridad (FS) para superficies circulares o cilíndricas se representa en términos de momentos, (b) mientras que para superficies planares se representa en términos de fuerzas.

Figura 16

Estado de equilibrio de fuerzas y momentos.



Nota: Modificado de Hunt y Deschamps (2002).

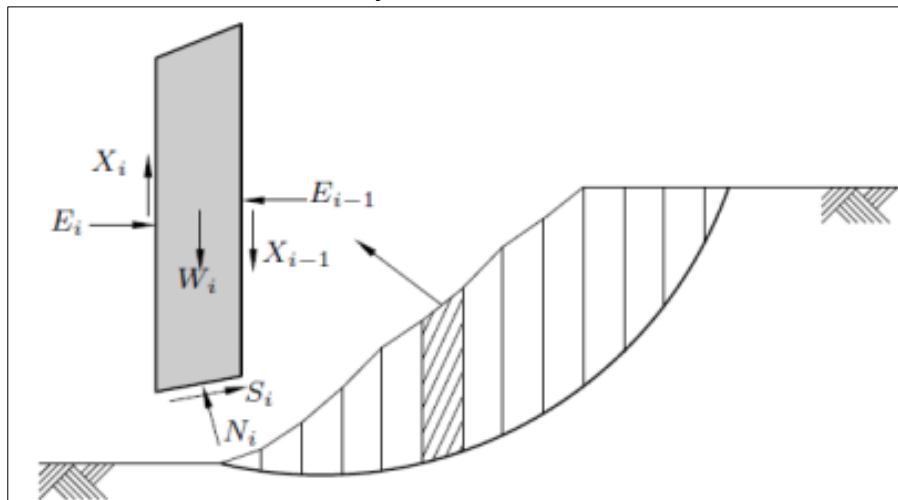
- **Método de las dovelas:** Este método implica la subdivisión de la zona potencialmente deslizante en una serie de franjas verticales, donde se analiza el equilibrio de cada una de ellas como un bloque deslizante individual. El número de divisiones utilizadas en el análisis depende de la geometría del talud y de la precisión deseada. A medida que se incrementa el número de divisiones, se asume que los resultados serán más precisos (Suárez, 2009).

En la Figura 17 se observa la posible masa deslizante y las fuerzas interdovelas que actúan sobre cada dovela:

- E_i y E_{i-1} : Corresponden a las fuerzas normales sobre las caras verticales de la dovela.
- X_i y X_{i-1} : Corresponden a las fuerzas de corte o tangenciales en las caras verticales de la dovela.
- N_i y S_i : Corresponden a la fuerza normal efectiva y fuerza de corte en la base de la dovela, respectivamente.

Figura 17

Método de dovelas, rebanadas o franjas.



Nota: Tomado de Bojorque (2011).

Bojorque (2011) comenta que en la metodología del método de equilibrio límite (MEL), se emplean tres ecuaciones de equilibrio: el equilibrio de momentos, el equilibrio de fuerzas horizontales y el equilibrio de fuerzas verticales (ver Tabla 3). Sin embargo, algunos de los métodos de dovelas utilizan solo una o dos de estas ecuaciones, lo que resulta en una solución “no rigurosa”. Independientemente del método utilizado para resolver el sistema de ecuaciones en el método de equilibrio límite, suele haber más incógnitas que ecuaciones de equilibrio disponibles (ver Tabla 4). Por lo general, esta discrepancia se resuelve introduciendo de manera arbitraria algunas simplificaciones en la ubicación y/o inclinación de las fuerzas interdovelas.

Tabla 3*Incógnitas de ecuaciones en dovelas.*

Descripción	N° de incógnitas
Ecuaciones de equilibrio de fuerzas verticales	n
Ecuaciones de equilibrio de fuerzas horizontales	n
Ecuaciones de equilibrio de momentos	n
TOTAL	3n

Nota: Tomado de Duncan et al. (2014).**Tabla 4***Incógnitas en el equilibrio de fuerzas.*

Descripción	N° de incógnitas
Factor de seguridad	1
Fuerzas normales en la base de cada dovela	n
Posición de la fuerza normal en cada dovela	n
Fuerza resistente disponible en la base de cada dovela	n
Fuerzas normales en los bordes laterales	n – 1
Fuerzas tangenciales o de corte en los bordes laterales	n – 1
Localización de los puntos de aplicación de las fuerzas normales en los bordes laterales	n – 1
TOTAL	6n – 3

Nota: Tomado de Duncan et al. (2014).

De acuerdo con Bojorque (2011), los métodos de las dovelas comparten características similares en sus consideraciones generales, las cuales son las siguientes:

- La zona de falla se divide en un número finito de dovelas.
- Toda la zona de falla actúa como un cuerpo rígido.
- La fuerza normal de cada dovela actúa en el centro de su base.
- El factor de seguridad obtenido se distribuye de manera uniforme a lo largo de toda la superficie de falla.
- Se asume que las fuerzas interdovelas están presentes para evitar la hiperestaticidad o la indeterminación del problema.
- Para determinar el factor de seguridad, se utilizan las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o momentos.
- Se emplean métodos iterativos para encontrar el valor mínimo del factor de seguridad.

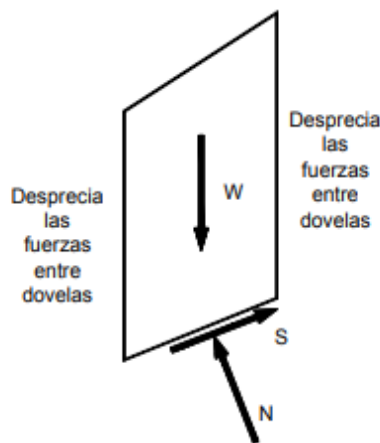
- **Método ordinario o de Fellenius.** El método ordinario, también conocido como método sueco o método de Fellenius, se basa en suponer una superficie de deslizamiento circular y realizar la suma de momentos alrededor del centro del círculo (Duncan et al., 2014). Las características de este método son:

- Se asume una superficie de deslizamiento circular y se realiza la suma de momentos entorno al centro del círculo. El método solo satisface el equilibrio de momentos.
- Desprecia las fuerzas en los lados de las dovelas.
- Cuando el ángulo de fricción (ϕ) es igual a cero, el método ordinario produce el mismo valor de factor de seguridad (FS) que el método de Círculo Sueco.
- Permite calcular directamente el factor de seguridad. Todos los demás procedimientos requieren una solución iterativa para obtener el factor de seguridad mínimo.
- En comparación con otros métodos de dovelas, este método es menos preciso.

La Ecuación 4 muestra el factor de seguridad (FS) según el método de Fellenius, mientras que la Figura 18 representa las características de este método.

Figura 18

Fuerzas actuantes en el método de Fellenius.



Nota: Tomado de Duncan et al. (2014).

$$FS = \frac{[c' \cdot \Delta l + (W \cdot \cos \alpha - U \cdot \Delta l) \cdot \tan \phi']}{W \cdot \sin \alpha} \quad (4)$$

Donde:

c' : cohesión

Δl : base de la dovela (se puede expresar como la proyección horizontal)

U : presión de poros

W : peso de una dovela

ϕ' : ángulo de fricción interna

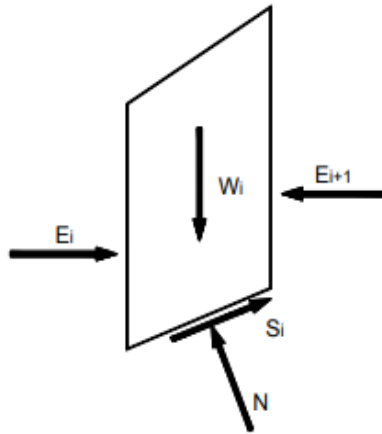
α : ángulo que forma una recta tangente a la base de cada dovela con la horizontal.

- **Método de Bishop Simplificado.** Este método, en oposición al método de Fellenius, considera las fuerzas de interacción entre las dovelas (ver Figura 19) y la Ecuación 5 presenta el factor de seguridad. Duncan et al. (2014) plantean las siguientes características:

- Superficie de deslizamiento circular.
- Se supone que las fuerzas que actúan en los lados de cada dovela son horizontales (es decir, no hay tensiones de cizallamiento entre dovelas).
- Se satisface el equilibrio de momentos alrededor del centro del círculo y el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical de cada dovela.

Figura 19

Fuerzas actuantes en el método simplificado de Bishop.



Nota: La figura muestra las fuerzas actuantes sobre una dovela. Tomado de Duncan et al. (2014).

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c' \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha_i + (W_i - U_i \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'}{\cos \alpha_i + \frac{(\sin \alpha_i \cdot \tan \phi')}{FS}} \right]}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (5)$$

Donde

c' : cohesión

Δl : base de la dovela (se puede expresar como la proyección horizontal)

U : presión de poros

W : peso de una dovela

ϕ' : ángulo de fricción interna

α : ángulo que forma una recta tangente a la base de la dovela con la horizontal.

Duncan et al. (2014) plantean que los métodos de Janbu simplificado y el método modificado sueco de USACE consideran que la superficie de deslizamiento es no circular y las inclinaciones de las fuerzas entre las dovelas varían según el método utilizado. Estos métodos únicamente cumplen con el equilibrio de fuerzas tanto en la dirección vertical como en la horizontal. Por otro lado, los métodos de Spencer, Morgenstern – Price y Sarna satisfacen tanto el equilibrio de fuerzas como el equilibrio de momentos.

La Tabla 5 muestra un resumen de los métodos analíticos de equilibrio límite más utilizados en la evaluación de estabilidad de taludes.

Tabla 5

Resumen de los distintos métodos de dovelas.

Procedimiento	Condición de Equilibrio				Ecuaciones e Incógnitas	Forma de la superficie de falla	Aplicable a	
	Satisfecha						Cálculos Manuales	Cálculos en Computador
	Mom. Total	Mom. Dovela	Ver.	Hor.				
Fellenius	sí	no	no	no	1	circular	sí	sí
Bishop Modificado	sí	no	no	no	$n+1$	circular	sí	sí
Janbú y generalizado	sí	sí	sí	sí	$3n$	cualquiera	sí	sí
Spencer y Morgenstern y Price	sí	sí	sí	sí	$3n$	cualquiera	no	sí
Lowe y Karafiath	no	no	sí	sí	$2n$	cualquiera	sí	sí
Espiral Logarítmica	sí	-	sí	sí	3	espiral logarítmica	sí	sí

Nota: Tomado de Alva (1994).

2.1.1.8 Métodos numéricos. Los métodos numéricos son procedimientos computacionales empleados para solucionar problemas matemáticos que no tienen solución analítica exacta. En geotecnia, se utilizan métodos numéricos para llevar a cabo simulaciones del comportamiento de suelos, rocas y estructuras subterráneas mediante modelos matemáticos complejos que involucran ecuaciones diferenciales, leyes de comportamiento de materiales y condiciones de contorno.

Estos modelos se resuelven mediante algoritmos numéricos que permiten la predicción de respuestas de las estructuras y del terreno ante diferentes cargas y condiciones de carga. Los métodos numéricos son herramientas poderosas para el análisis de problemas geotécnicos, permitiendo una evaluación más precisa y eficiente del comportamiento del terreno y las estructuras (Potts y Zdravkovic, 1999).

En geotecnia, los métodos numéricos se aplican en medios continuos y discontinuos. Zienkiewicz et al. (2005) definen a un medio continuo como un material que se puede considerar infinitamente divisible en puntos, pero cuyas propiedades macroscópicas son uniformes en todo el material y varían continuamente de un punto a otro. Por otro lado, un medio discontinuo se caracteriza por no poder ser modelado como un medio continuo debido a la existencia de discontinuidades estructurales, como grietas, fracturas y fallas. En el modelado, los macizos rocosos fracturados y las masas de suelo con estructuras complejas se consideran medios discontinuos.

Zienkiewicz et al. (2005) distinguen dos categorías de los métodos numéricos en medios continuos: el método de discretización de contorno y método de discretización de dominio.

- **Método de discretización de contorno:** Es una técnica en la que solo se discretiza la frontera del dominio, y las ecuaciones diferenciales se resuelven numéricamente solo en la frontera del medio. Los métodos más utilizados son: métodos de elementos de contorno (MEC o BEM), método de integrales de contorno (MIC o BIM) y el método de desplazamiento discontinuo (MDD o DDM).

- **Método de discretización de dominio:** Es una técnica en la que el dominio continuo se divide en elementos discretos, y las ecuaciones diferenciales se resuelven numéricamente en cada elemento. Los métodos más utilizados son: métodos de elementos finitos (MEF o FEM), los métodos de diferencias finitas (MDF o FDM) y los métodos de volumen finito (MVF o FVM).

- Método de elementos finitos. El método de elementos finitos (MEF o FEM) se fundamenta en la discretización de un dominio en elementos finitos, cuyas soluciones locales se combinan para obtener una solución global del problema. Este enfoque permite resolver problemas complejos que serían imposibles de resolver de manera analítica. En esencia, el método transforma un cuerpo de naturaleza continua en un modelo discreto aproximado. Este proceso se conoce como la discretización del modelo (Zienkiewicz et al., 2005).

Zienkiewicz et al. (2005) mencionan que los métodos de discretización de dominio y de contorno tienen limitaciones en la representación de la complejidad geométrica y mecánica de discontinuidades en problemas geotécnicos. Las discontinuidades, como las fallas, juntas, fisuras, cavidades y heterogeneidades, pueden tener un impacto significativo en el comportamiento del suelo o roca. Por lo tanto, se requieren técnicas numéricas más avanzadas, como el método de elementos discretos (DEM) y el método de elementos finitos extendidos (XFEM), para abordar estos problemas con precisión.

La Tabla 6 presenta los pasos que realiza el software Plaxis 2D en el análisis numérico. Estos pasos describen el procedimiento general que sigue el software para resolver problemas geotécnicos mediante simulaciones numéricas.

Las Figuras 20 y 21 representan el proceso de discretización de sistemas continuos a modelos discretos de elementos finitos.

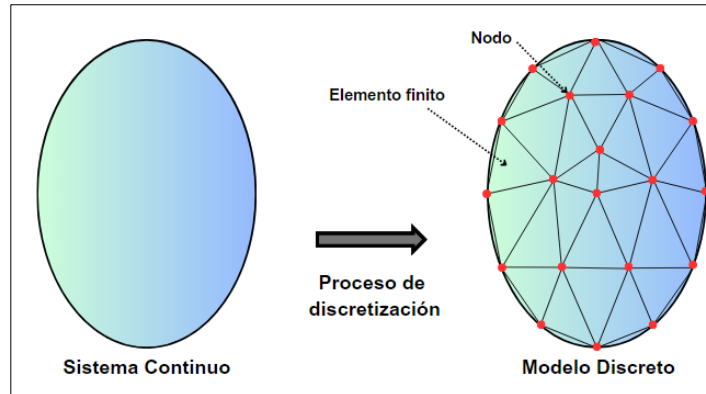
Tabla 6*Proceso general de análisis numérico en Plaxis 2D.*

Etapas	Descripción	Características
1. Definición de la geometría	Definición de la geometría del talud. Definición de las características del suelo.	Topografía Litología
2. Proceso de discretización	Discretización del talud en elementos finitos. Definición del número de nodos en los elementos finitos.	Elementos triangulares de 6 o 15 nodos.
3. Matriz de rigidez	Definición del modelo constitutivo del suelo. Se construye la matriz de rigidez. Se definen las propiedades del suelo.	Modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb. Parámetros geotécnicos.
4. Compatibilidad	Se escriben las ecuaciones de compatibilidad para cada elemento finito. Se establecen las condiciones de compatibilidad en los nodos de la malla.	La compatibilidad garantiza la coherencia y continuidad de los resultados en el talud.
5. Matriz de consistencia	Se ensamblan las matrices de rigidez de cada elemento finito.	La matriz de consistencia relaciona los desplazamientos nodales con los esfuerzos y deformaciones.
6. Condiciones de contorno	Se establecen las condiciones de contorno de desplazamiento. Se establecen las condiciones de contorno de fuerza.	Fijación completa o parcial de un nodo. Cargas o fuerzas externas.
7. Cálculo de desplazamiento	Se resuelve el sistema de ecuaciones utilizando la matriz de rigidez, la masa del material y las condiciones de contorno aplicadas.	Desplazamientos nodales de cada elemento.
8. Cálculo de los esfuerzos y/o deformaciones	Las deformaciones se calculan a partir de los desplazamientos nodales del elemento. Los esfuerzos se calculan utilizando la relación constitutiva del material que relaciona los esfuerzos con las deformaciones.	Permiten conocer el comportamiento del suelo y su capacidad de soporte frente a cargas externas.
9. Evaluación de estabilidad del talud	Se evalúa los resultados de esfuerzos y deformación con los límites de resistencia y deformación del material.	FS para evaluar estabilidad global y parcial.
10. Proceso iterativo	Ajuste de las propiedades del material hasta obtener un FS aceptable	Medidas de estabilización

Nota: Elaboración propia adaptada de Bentley Systems (2024).

Figura 20

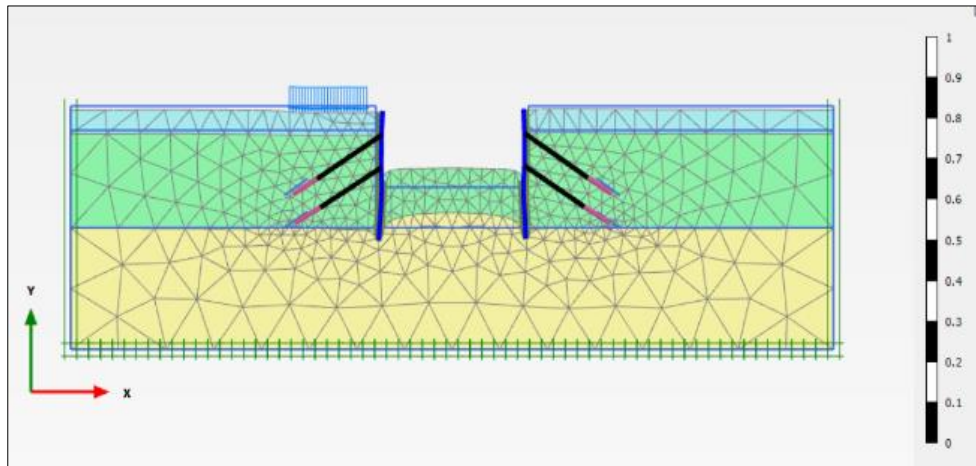
Proceso de discretización.



Nota: Elaboración propia.

Figura 21

Ejemplo de discretización de una excavación con muros de contención.



Nota: Elaboración propia.

2.1.2 Clasificación de los movimientos de ladera

Entre las primeras y más aceptadas clasificaciones de movimientos de ladera en Estados Unidos e internacionalmente, se encuentran la clasificación de Varnes (1978) y la clasificación de Hutchinson (1988). Estas clasificaciones dividen los movimientos de ladera en seis tipos (ver Tabla 7): desprendimientos (fall), vuelco o desplome (topple), deslizamiento (slide), flujos (flow), expansión lateral (lateral spreading) y complejos (complex). En los últimos años, ambas clasificaciones han convergido, especialmente en la terminología. Si bien el esquema de Varnes es quizás más fácil de aplicar y requiere menos experiencia, la clasificación de Hutchinson resulta especialmente atractiva para el ingeniero que realiza un análisis de estabilidad (Crozier, 1986).

Sin embargo, la clasificación más ampliamente aceptada y utilizada a nivel internacional es la de Cruden y Varnes (1996). Esta clasificación se basa en las primeras investigaciones de Varnes (1978) y elimina los movimientos complejos de la clasificación formal, aunque el término “complejo” se mantiene como descripción del tipo de deslizamiento.

Tabla 7

Tipos de movimientos de material.

Tipo de movimiento	Tipo de material		
	Roca madre	Suelos de ingeniería	
		Predominantemente grueso	Predominantemente fino
Caída	Caída de roca	Caída de escombros	Caída de tierra
Vuelco	Vuelco de roca	Vuelco de escombros	Vuelco de tierra
Deslizamiento	Deslizamiento de roca	Deslizamiento de escombros	Deslizamiento de tierra
Expansión	Expansión de roca	Expansión de escombros	Expansión de tierra
Flujo	Flujo de roca	Flujo de escombros	Flujo de tierra

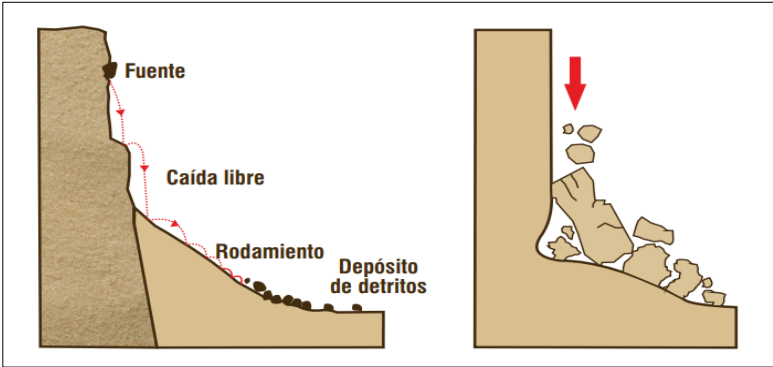
Nota: Modificado de Cruden y Varnes (1996).

Seguidamente, se presenta la clasificación de los movimientos de masa utilizado por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET, 2021):

- **Caídas:** Movimiento en masa que produce desprendimiento de uno o varios bloques de suelo o roca desde una pendiente (ver Figura 22). Estos bloques se desplazan a través del aire, realizando impactos, rebotes o rodando. Esta situación es comúnmente conocida como desprendimiento de rocas, suelos o derrumbes.

Figura 22

Movimiento de masa tipo caída.

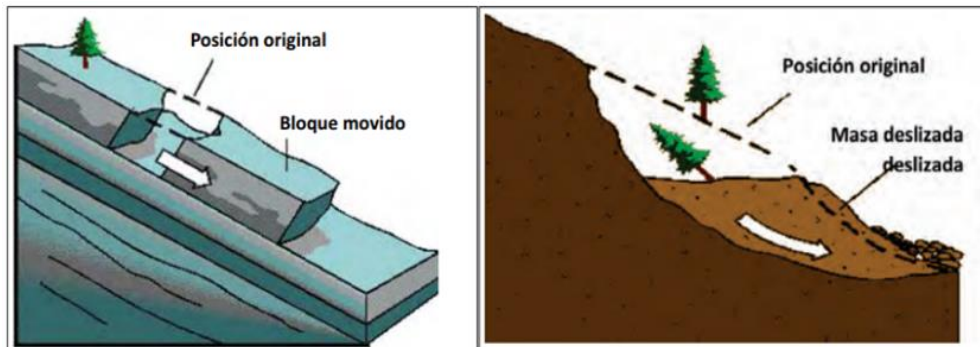


Nota: Tomado de INGEMMET (2021).

- **Deslizamientos:** Desplazamiento en una pendiente, en el que una masa de suelo o roca se mueve principalmente a lo largo de una superficie de falla. Dependiendo de la forma de esta superficie de falla, se pueden clasificar en dos tipos: traslacionales, que tienen una superficie de falla plana u ondulada, y rotacionales, que presentan una superficie de falla curva y cóncava (ver Figura 23).

Figura 23

Movimiento de masa tipo deslizamiento.

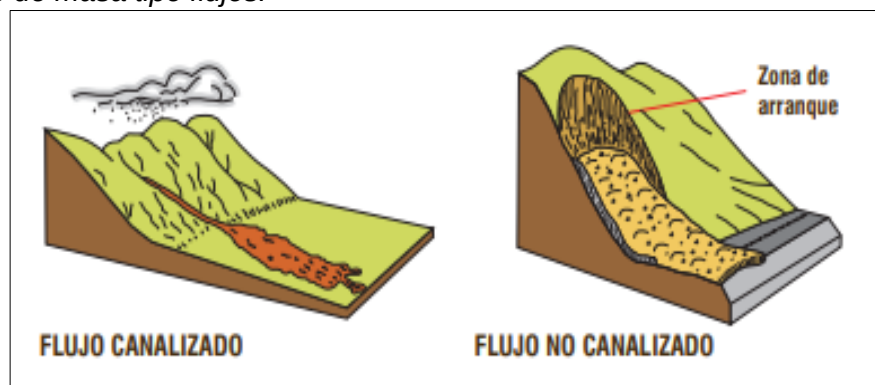


Nota: La imagen de la izquierda representa un deslizamiento traslacional y el de la derecha un deslizamiento rotacional. Tomado de INGEMMET (2021).

- **Flujos:** Movimiento en masa que muestra características similares a las de un fluido en movimiento. Puede manifestarse de manera rápida o lenta, y puede estar saturado de agua o ser seco. En muchos casos, este tipo de movimiento se origina a partir de otros tipos, como deslizamientos o caídas. Estos movimientos pueden ser canalizados, como los flujos de detritos o los huaicos, o no canalizados, como las avalanchas (ver Figura 24).

Figura 24

Movimiento de masa tipo flujos.

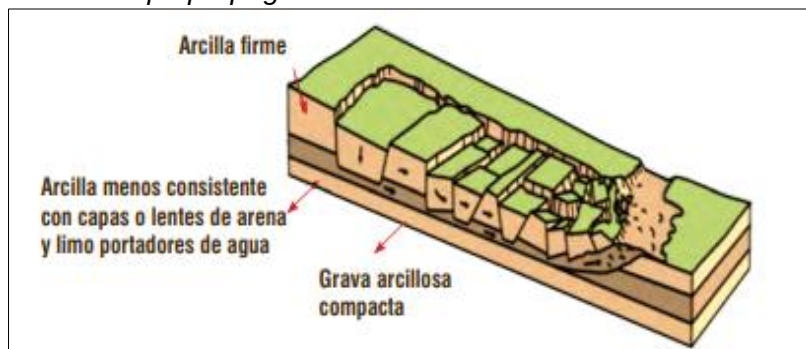


Nota: Tomado de INGEMMET (2021).

- Propagación lateral: Se trata de un desplazamiento de masa en el cual la principal forma de movimiento es a través de la deformación interna del material, específicamente mediante su expansión (ver Figura 25). Estos desplazamientos pueden ocurrir en materiales frágiles o plásticos cuando están sometidos al peso de una unidad estructural sólida.

Figura 25

Movimiento de masa tipo propagación lateral.

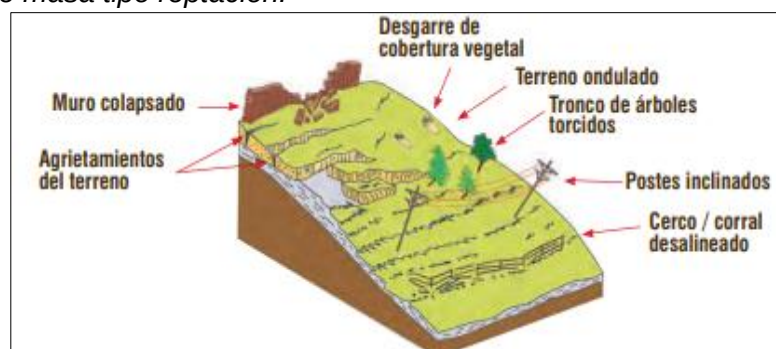


Nota: Tomado de INGEMMET (2021).

- Reptación de suelos: Movimiento en masa de desplazamientos lentos del terreno sin una superficie de falla evidente (ver Figura 26). Pueden ser “estacionales”, relacionados con cambios climáticos o humedad, o “verdaderos” cuando hay un desplazamiento real.

Figura 26

Movimiento de masa tipo reptación.

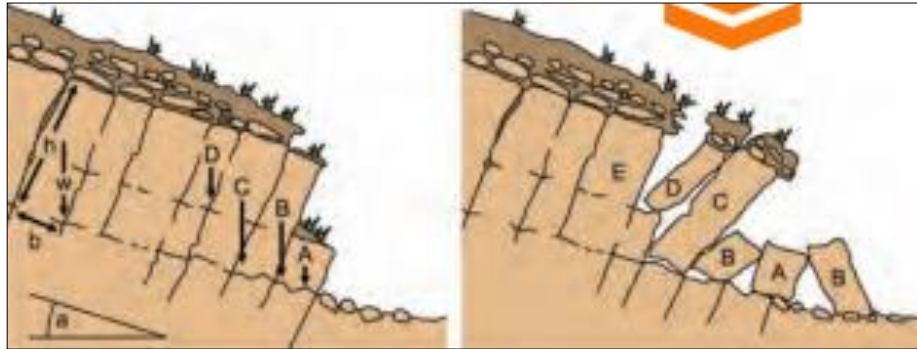


Nota: Tomado de INGEMMET (2021).

- Vuelco: Se trata de un movimiento en masa en el que uno o varios bloques de roca o suelo rotan hacia adelante alrededor de un punto de pivote en su parte inferior (ver Figura 27). Este movimiento es causado por la gravedad, empujes de unidades adyacentes o la presión de fluidos en grietas.

Figura 27

Movimiento de masa tipo vuelco.



Nota: Tomado de INGEMMET (2021).

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Suelo

Agregado natural de partículas minerales que pueden ser separadas mediante métodos mecánicos suaves, como la agitación en agua. Por otro lado, las rocas están formadas por minerales que se unen mediante fuerzas de cohesión fuertes y permanentes (Terzaghi et al., 1996).

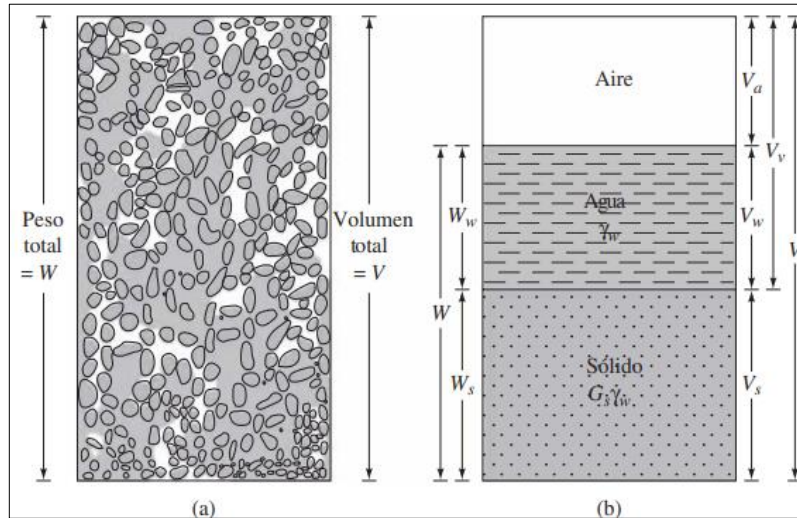
2.2.1.1 Suelo residual. Tipo de suelo que se forma “in-situ” a partir de la meteorización tanto mecánica como química de las rocas. Este tipo de suelos son frecuentes en zonas tropicales (Suárez, 2009).

2.2.1.2 Modelo trifásico del suelo. Es la representación del suelo en la que, según Braja (2009), las partículas del suelo pueden ser de origen mineral u orgánico, y el suelo puede contener diferentes proporciones de agua. Por lo tanto, el suelo puede ser representado como un modelo trifásico (ver Figura 28), donde sus componentes son:

- Las partículas del suelo, que representan la fase sólida.
- El agua contenida en los vacíos, que representa la fase líquida.
- Y el aire presente en los vacíos, que representa la fase gaseosa.

Figura 28

Estado natural (a) y modelo trifásico (b) del suelo.



Nota: Tomado de Braja (2010).

Los granos minerales que forman la fase sólida del suelo provienen de la meteorización y erosión de la roca, y varían ampliamente en tamaño. El tamaño, la forma y composición química de estos granos afectan las diversas propiedades físicas del suelo.

2.2.1.3 Relación peso-volumen de suelos. Según Juárez y Rico (2005), la relación describe cómo las propiedades mecánicas de los suelos están vinculadas a sus características de peso y volumen.

- **Humedad:** Contenido de agua de un suelo o humedad natural, es la relación de pesos (en %) de agua respecto al suelo seco. La humedad se representa mediante la Ecuación 6:

$$W = W_w / W_s \quad (6)$$

- **Peso específico seco:** Medida que equivale al peso de las partículas secas desprovistas de agua intersticial con relación al volumen total de la muestra. El peso específico seco se representa mediante la Ecuación 7:

$$\gamma_d = W_s / V \quad (7)$$

- **Peso específico húmedo:** Es el peso específico aparente o natural, con la humedad natural que tiene en ese momento. El peso específico húmedo se representa mediante la Ecuación 8:

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + W) \quad (8)$$

- **Peso específico saturado:** Es el peso del suelo que no puede contener más agua, se supone que todos sus poros están ocupados con agua. El peso específico saturado se representa mediante la Ecuación 9:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w \quad (9)$$

2.2.2 Límites de Atterberg o de consistencia

Según Braja (2010), los límites de Atterberg son los límites o fronteras entre los distintos estados de consistencia de los suelos finos, determinados por los diferentes contenidos de humedad.

- **Límite líquido (LL):** Es el punto de transición entre los estados líquido y plástico. Representa el contenido de humedad por encima del cual la resistencia al corte del suelo es nula.
- **Límite plástico (LP):** Es la frontera entre los estados plástico y semisólido. Indica el contenido de humedad en el cual el suelo muestra deformación plástica cuando se le aplican tensiones.
- **Límite de contracción (LC):** Es el punto de transición entre los estados semisólido y sólido. Cuando el suelo pierde humedad, se contrae. Al alcanzar un equilibrio, una mayor pérdida de humedad no resulta en cambios adicionales en el volumen del suelo.
- **Índice de plasticidad (IP):** Mide la capacidad del suelo para retener agua sin cambiar su estado de consistencia cuando se encuentra entre los límites de plasticidad (LP a LL). El IP se utiliza para determinar el grado de plasticidad de un suelo en comparación con otro, y se calcula como la diferencia entre el LL y el LP.

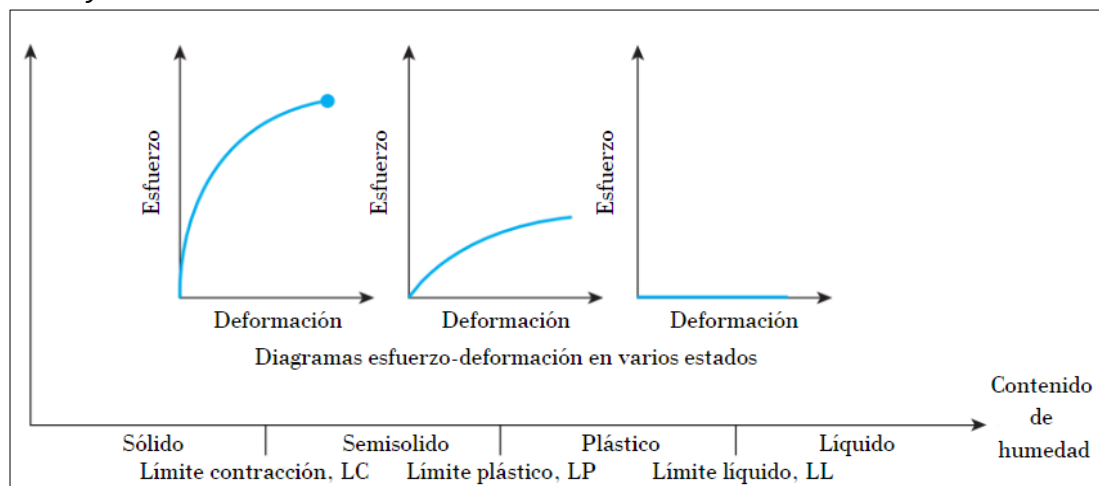
2.2.3 Consistencia, plasticidad y estados de consistencia

Son términos utilizados en la geotecnia para describir las propiedades y el comportamiento de los suelos. La Figura 29 muestra los estados y límites de consistencia del suelo.

- Consistencia: Hace referencia al nivel de adhesión existente entre las partículas del suelo y su capacidad de resistencia que ofrece frente a las fuerzas que buscan deformar o romper el conjunto de partículas del suelo (Terzaghi et al., 1996).
- Plasticidad: Es una propiedad de un material que le permite resistir deformaciones rápidas sin experimentar rebote elástico, cambios volumétricos significativos, desmoronamiento o agrietamiento (Juárez y Rico, 2005).
- Estados de consistencia: De acuerdo con Braja (2010), los estados de consistencia describen el comportamiento de los suelos de grano fino en función de su contenido de humedad. Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método en 1900 para clasificar esta consistencia. Cuando el contenido de humedad es bajo, el suelo se vuelve más sólido y quebradizo, mientras que, con un alto contenido de humedad, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo tanto, se establecen cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido, dependiendo del contenido de humedad.

Figura 29

Estados y límites de consistencia de un suelo.



Nota: Modificado de Braja (2010).

2.2.4 Carta de plasticidad de Casagrande

Según Terzaghi et al. (1996) es un método empleado para establecer correlaciones entre varias propiedades de las arcillas y los limos, tales como su resistencia en seco,

compresibilidad, reacción a la prueba de agitación y su consistencia cerca del límite plástico, y los límites de Atterberg por medio de la tabla de plasticidad.

Braja (2010) describe la carta de plasticidad en los siguientes puntos (ver Figura 30):

- La clasificación de los suelos finos en términos de plasticidad se basa en los valores del límite líquido (LL) y el índice de plasticidad (IP).
- El SUCS introdujo una modificación a la carta de plasticidad. Esta se refiere a suelos por encima de la línea A con IP entre 4 a 7.
- La línea B, con un valor de LL=50 %, representa el límite que marca la distinción entre los suelos de alta y baja compresibilidad y/o plasticidad.
- La línea A establece la distinción entre arcillas inorgánicas y limos inorgánicos, utilizando la Ecuación 10:

$$IP = 0.73(LL - 20) \quad (10)$$

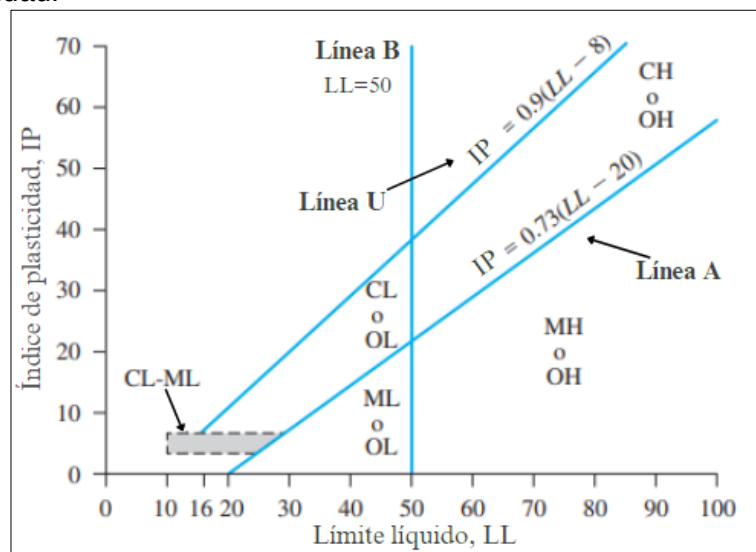
- Por último, la línea U indica que ningún suelo conocido en el mundo estará por encima de esta en términos de LL e IP. La línea U está definido por la Ecuación 11:

$$IP = 0.73(LL - 20) \quad (11)$$

- Los suelos orgánicos (OL y OH) están siempre próximos a la línea A. Los suelos tipo turba (Pt), no se encuentran representados dentro de la carta de Casagrande.

Figura 30

Carta de plasticidad.



Nota: Modificado de Braja (2010).

2.2.5 Granulometría del suelo

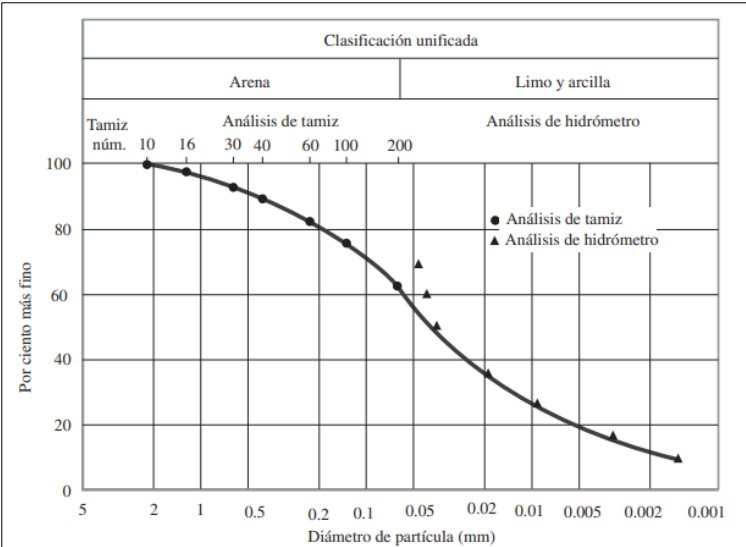
Proceso empleado para determinar la proporción de cada componente presente en un suelo. Se utilizan diferentes métodos según el tamaño de las partículas. Para partículas con tamaño superior a 0,075 mm, se utiliza el método de tamizado en seco, mientras que para partículas de tamaño igual o inferior a 0,075 mm se emplea el método de sedimentación con un hidrómetro, también conocido como análisis granulométrico por vía húmeda (González et al., 2002).

- Análisis granulométrico por tamizado (vía seca): El proceso consiste en tamizar una cantidad específica de suelo a través de una serie de tamices que disminuye en progresión aritmética según la normativa aplicable. Luego, se determina la cantidad de material retenido en cada tamiz para calcular el porcentaje de partículas con un diámetro inferior a cada tamaño de tamiz.
- Análisis granulométrico por sedimentación (vía húmeda): Los métodos más utilizados son el hidrómetro y la pipeta. El análisis mediante hidrómetro se fundamenta en la sedimentación de los granos del suelo en agua. En el proceso, las partículas presentes en la muestra se asientan a distintas velocidades debido a sus características individuales, como su configuración, dimensión y masa.

De acuerdo con Braja (2010) es posible determinar los niveles proporcionales de grava, arena, limo, arcilla y partículas de tamaño similar al de la arcilla en una muestra de suelo utilizando la representación gráfica de la curva granulométrica (ver Figura 31).

Figura 31

Curva granulométrica.



Nota: Tomado de Braja (2010).

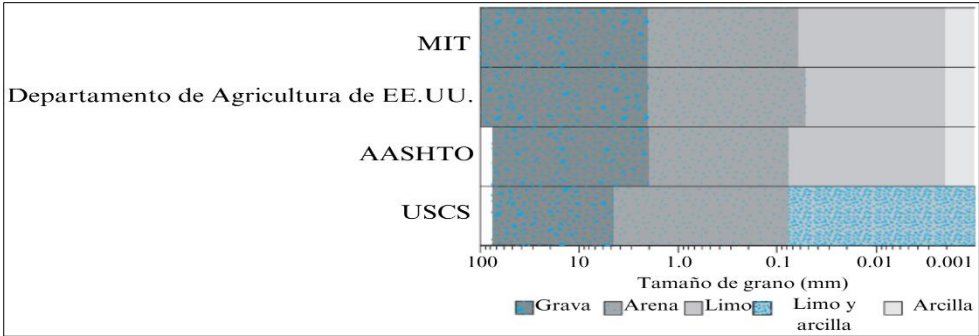
2.2.6 Clasificación de suelos

De acuerdo con Terzaghi et al. (1996) es el proceso mediante el cual se categorizan los suelos según ciertas características. Aunque las clasificaciones granulométricas son utilizadas para descripciones preliminares, centrarse únicamente en el tamaño del grano puede ser engañoso. Las propiedades físicas de las fracciones más finas del suelo dependen de múltiples factores. Por ejemplo, un suelo formado por granos de cuarzo de tamaño coloidal no debe ser llamado arcilla, ya que carece de similitud con la arcilla.

La Figura 32 muestra que, para describir los suelos en términos de tamaño de partículas, diversas organizaciones han establecido límites específicos de tamaño para las partículas del suelo.

Figura 32

Límites del tamaño de separación de las partículas del suelo.



Nota: Los diferentes límites por distintos sistemas de clasificación. Modificado de Braja (2010).

En la actualidad, se utilizan frecuentemente dos sistemas de clasificación en aplicaciones de ingeniería, basados en la distribución de tamaños de partículas y la plasticidad de los suelos:

- AASHTO System: American Association of State Highway and Officials. Utilizado principalmente por el departamento de carreteras de EE. UU.
- USCS: Unified Soil Classification System. Normalmente usado por ingenieros geólogos y geotécnicos.

2.2.6.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Según Braja (2010), es un sistema de clasificación de suelos cuya versión original fue propuesta por Casagrande en 1942 para ser utilizado en la construcción de un aeródromo por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Posteriormente, en colaboración con el U.S. Bureau of Reclamation, este sistema fue revisado en 1952.

En 1969, la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM) adoptó el SUCS como método estándar de clasificación para fines de ingeniería (designación de prueba ASTM D-2487).

El Sistema Unificado clasifica los suelos en dos grandes categorías:

- Suelos de grano grueso: Son suelos que cuentan con más del 50 % en peso de partículas que son retenidas en el tamiz N° 200. Se representan por el símbolo “G” (grava) de tamaño entre 76.2 a 4.75 mm o “S” (arena) de tamaño entre 4.75 a 0.075 mm para grava o suelo de grava y para la arena o suelo de arena.
- Suelos de grano fino: Son aquellos que tienen más del 50 % en peso de partículas que pasan a través del tamiz N° 200. Estos suelos se representan con el símbolo “M” (limos), “C” (arcillas) y “O” (suelos de arcilla orgánica) para el suelo de limo o limo, para la arena o suelo de arena y para el suelo de arcilla orgánica.

En el caso de los suelos granulares, a las letras “G” o “S” se les añade una segunda letra para describir la graduación y la presencia de granos finos en los suelos:

- “GW/SW” para suelos granulares bien graduados, con poco o ningún fino.

- “GP/SW” para suelos granulares pobremente graduados, con una cantidad mínima o nula de granos finos.
- “GM/SM” se utiliza para suelos granulares que contienen limo o una combinación de limo y arcilla.
- “GC/SC” se aplica a suelos granulares que contienen arcilla o arena con contenido significativo de arcilla.

En el caso de los suelos finos, se añade una segunda letra a la letra “M” o “C” que depende del valor del límite líquido (LL), el cual describe la compresibilidad del suelo. Es importante destacar que un suelo se considera más comprensible a medida que aumenta su límite líquido. La compresibilidad se refiere a la propiedad de un suelo de reducir su volumen cuando se le somete a un incremento de esfuerzos. Cabe mencionar que la compresibilidad es mínima en suelos granulares bien graduados.

En la práctica, el ingeniero puede referirse a L (de low compressibility, cuando el LL es menor a 50) y H (de high compressibility, cuando el LL es mayor a 50) como baja y alta plasticidad respectivamente. Sin embargo, la plasticidad es una función tanto del límite líquido (LL) como del índice de plasticidad (IP), de ahí que se desvirtúe el significado original de la distinción.

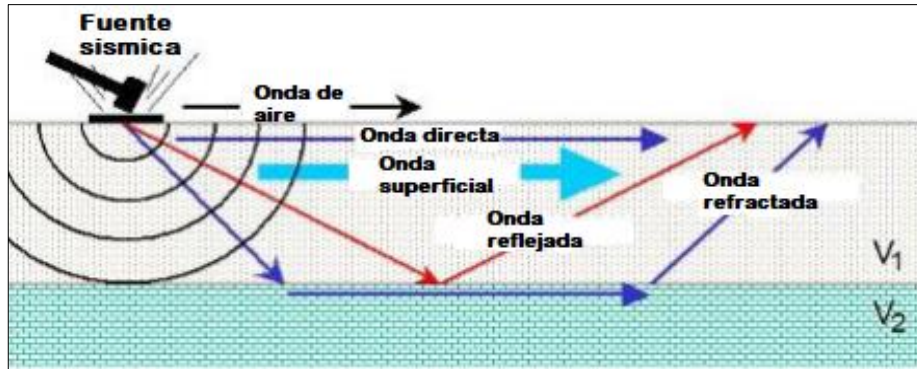
- “ML/CL” para suelos finos de baja compresibilidad (baja plasticidad).
- “MH/CH” para suelos finos de alta compresibilidad (alta plasticidad).
- “O” para los limos y arcillas orgánicas. También se les agrega la letra L o H para referirse a limos/arcillas de alta compresibilidad o baja compresibilidad.

2.2.7 Métodos sísmicos

Según Hack (2000) los métodos sísmicos son técnicas que se fundamentan en la medición de ondas elásticas que se propagan por el subsuelo, tales como las ondas sísmicas, de choque y acústicas. Estas ondas se reflejan o refractan en los límites caracterizados por diferentes densidades y/o propiedades de deformación, lo que permite determinar la estructura interna de los materiales de un talud.

Figura 33

Principales tipos de ondas sísmicas.



Nota: Modificado de Park Seismic (2024).

Las ondas sísmicas (Figura 33) pueden ser de compresión (ondas P), de corte (ondas S) y ondas de superficie (R y L), cada uno con un comportamiento distinto según las propiedades del suelo o roca.

2.2.7.1 Refracción sísmica. De acuerdo con Bernal y Tavera (2020) este método sísmico permite determinar tanto la velocidad de las ondas P (V_P) como la estratigrafía del subsuelo de manera indirecta, utilizando el contraste de velocidades causado por la propagación de las ondas P. En esencia, consiste en generar ondas sísmicas mediante una fuente artificial (por ejemplo, comba) y luego medir el tiempo que tardan estas ondas en viajar desde la fuente hasta una serie de geófonos colocados generalmente en línea recta (ver Figura 34).

Figura 34

Tendido de refracción sísmica.

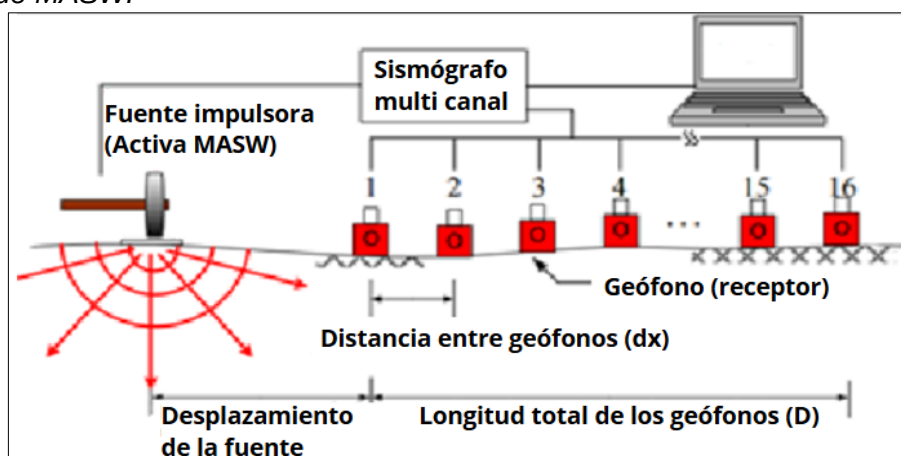


Nota: Elaboración propia.

2.2.7.2 Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW). De acuerdo con Bernal y Tavera (2020), este método utiliza la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) para determinar la estratigrafía del subsuelo y calcular los espesores de las capas. Esta técnica analiza la dispersión de las ondas superficiales, generadas por una fuente de energía y capturadas por arreglos lineales de estaciones sísmicas (ver Figura 35).

Figura 35

Ensayo de MASW.



Nota: Modificado de Sahadewa et al. (2012).

2.2.8 Ensayo de densidad in situ - Cono de arena

Según la NTP 339.143 (1999), es un método utilizado para calcular la densidad de suelos naturales, mezcla de suelos, agregados y materiales similares.

Se comienza excavando un hoyo de prueba, recolectando todo el material en un recipiente. Luego, el hoyo se llena con arena de densidad conocida para calcular el volumen. La densidad húmeda se obtiene dividiendo la masa húmeda del material retirado por el volumen del hoyo (ver Figura 36). Posteriormente, se calcula la cantidad de agua en el material para determinar su masa seca y así obtener la densidad seca del sitio, considerando la masa húmeda del suelo, el contenido de agua y el volumen del hoyo.

Figura 36

Método de cono de arena.



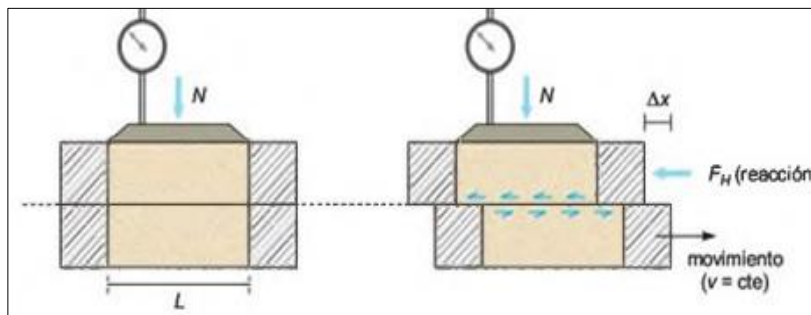
Nota: Elaboración propia.

2.2.9 Ensayo de corte directo

De acuerdo con Braja (2009), es un método que se destaca por su simplicidad y antigüedad. El equipamiento comprende en una caja de corte metálica que divide horizontalmente la muestra de suelo en dos partes iguales (ver Figura 37), aplicando esfuerzo normal desde la parte superior y esfuerzo cortante que desplaza una de las mitades de la caja respecto a la otra, induciendo así la fractura en la muestra de suelo.

Figura 37

Ensayo de corte directo.



Nota: Tomado de Gonzáles et al. (2002).

Este ensayo generalmente se realiza utilizando tres cargas normales diferentes (N1, N2, N3) aplicadas a muestras del mismo suelo. Estas cargas normales producen tres fuerzas tangenciales correspondientes (T1, T2, T3) que llevan a la falla de las muestras.

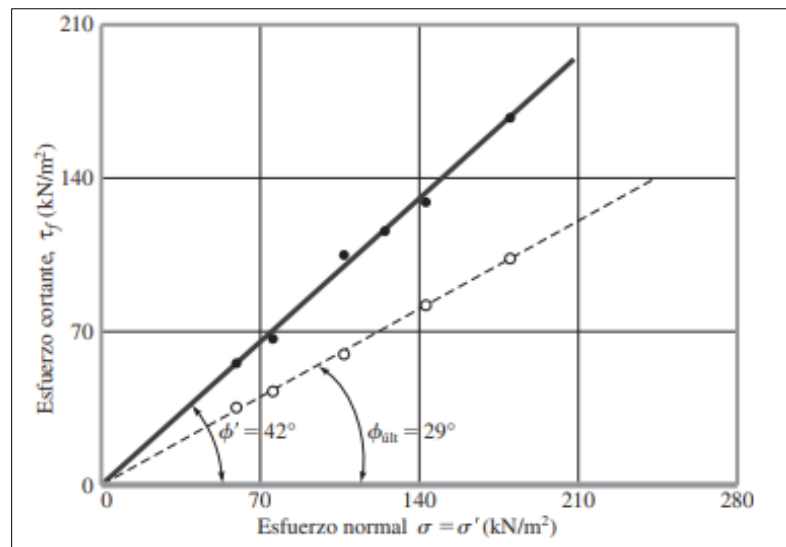
Donde:

- Esfuerzo normal: $\sigma = N/A$
- Esfuerzo cortante o tangencial: $\tau = T/A$

Se registran los valores de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, los cuales se trazan en un gráfico donde el esfuerzo normal se representa en el eje horizontal y el esfuerzo cortante en el eje vertical. La línea que mejor ajusta estos puntos, conocida como la envolvente de falla, corresponde al punto en el que el esfuerzo cortante iguala la resistencia al corte del suelo. Esta línea permite determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Figura 38

Gráfica de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante.



Nota: Tomado de Braja (2009).

La Figura 38 representa la relación del esfuerzo normal vs el esfuerzo cortante de una muestra de suelo. Cada punto en la gráfica corresponde a una prueba de corte directo realizado bajo una combinación específica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante en el momento de la falla.

2.2.10 Métodos de estabilización de taludes

De acuerdo con Alva (2019), son estrategias y acciones diseñadas para contrarrestar la inestabilidad natural o inducida de los taludes. Las causas principales de esta inestabilidad incluyen pendientes excesivas debido a cortes o rellenos, aumento de la presión de poros por niveles freáticos altos o interrupción del drenaje natural, erosión superficial y pérdida de resistencia debido a procesos de intemperismo.

Además, menciona que es necesario realizar un estudio geológico-geotécnico exhaustivo y un programa de exploración del subsuelo para identificar la causa del deslizamiento y diseñar las medidas correctivas. La superficie de falla se determina mediante sondajes e inclinómetros más allá de la zona donde se produce el deslizamiento.

La Tabla 8 muestra los distintos tipos de métodos de estabilización de laderas en suelos.

Tabla 8

Clasificación y métodos de estabilización de taludes.

Clasificación general	Descripción	Función	Métodos
Estabilización mediante drenaje	Instalación de sistemas de drenaje en el talud para reducir la presión de poros y eliminar el exceso de agua en el suelo.	Reduce la fuerza motriz	Drenes de superficie Drenes subterráneos Drenes de grava Drenes de filtro
Estabilidad mediante geosintéticos	Colocación de materiales sintéticos, como geotextiles, georedes, geomallas, geocompuestos y geoceldas.	Aumenta la resistencia del talud a través de su propio peso	Refuerzo de anclajes Refuerzo de muros de contención Refuerzo de sistema de drenaje
Estabilización química	Aplicación de productos químicos mediante inyección directa al suelo o mediante mezcla de los químicos in situ.	Mejora la resistencia y cohesión del suelo	Polímeros/geopolímeros Resinas Ceniza volcánica/Cal
Estabilización biológica	Busca mejorar la resistencia y estabilidad del talud mediante la integración de la vegetación y los microorganismos en el suelo.	Mejora la calidad del suelo y su capacidad de retener el agua.	Uso de microorganismos Bioingeniería Siembra de plantas
Estabilización por gravedad	Modificación de la geometría del talud para que resista mejor a las fuerzas gravitatorias	Evita el deslizamiento o colapso del talud.	Modificación de la pendiente Banquetas Excavación Estructuras de retención
Estabilización por inyección de aire	Inyección de aire comprimido en talud	Disminuye la porosidad y la permeabilidad del suelo	Aire simple Aire con aditivos Aire por fracturamiento
Estabilización por electromosis	Utiliza corriente eléctrica para mejorar las propiedades del suelo y aumentar su resistencia	Modifica las propiedades del suelo	Electroquímica Electroosmótica Electrostática Catódica

Nota: Elaboración propia.

Capítulo III. Desarrollo del trabajo de investigación

3.1 Marco geológico

Este proyecto se enfoca en estudiar la geomorfología y la estratigrafía para comprender la evolución geológica de esta región. La geomorfología analiza las geoformas y los procesos geológicos que han configurado la superficie terrestre. Asimismo, la estratigrafía proporciona información clave para interpretar la evolución geológica del área de estudio.

La información recolectada que se presenta de la geología regional proviene del Informe Técnico Geomorfológico del VRAEM (Quintana, 2011) y del mapa geológico del cuadrángulo de San Francisco-Hoja 26 o4 (Valencia et al., 2021).

3.1.1 Geomorfología

La unidad morfoestructural principal es la Cordillera Oriental, delimitada al oeste por la Cordillera Occidental y al este por la Franja Subandina. Esta ubicación regional revela la influencia de procesos geológicos y tectónicos que han modelado las montañas que rodean la zona.

Figura 39

Cadena montañosa perteneciente a la Cordillera Oriental



Nota: Elaboración propia.

Figura 40

Modelo digital de elevación (MDE) de la zona de estudio.



Nota: Elaborado en ArcMap. Elaboración propia.

- Cordillera Oriental: Abarca todo el poblado de Sivia con dirección noroeste-sureste.

La formación de esta cordillera comenzó con la tectónica hercínica, desarrollada durante la era Paleozoica. Su principal característica es su geoforma montañosa, que se distribuye a nivel regional, la cual se muestra en forma abrupta y accidentada (Quintana, 2011).

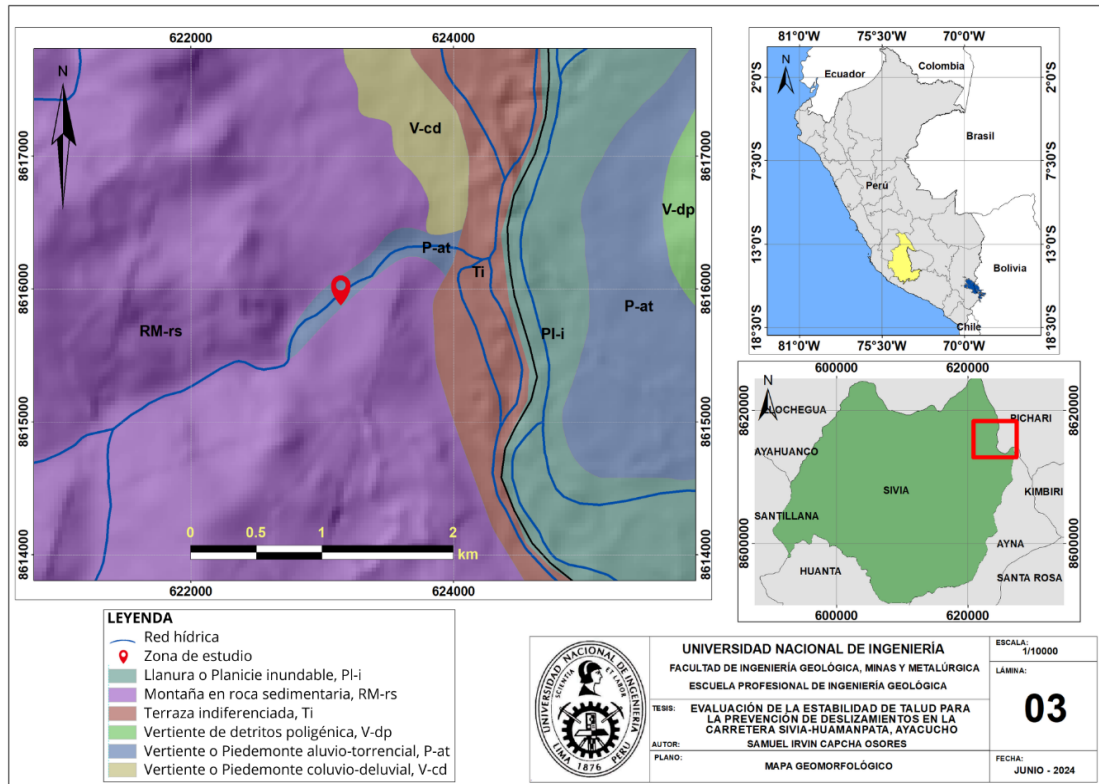
La Figura 39 ofrece una vista de esta cadena montañosa desde el poblado de Sivia. Asimismo, la Figura 40 muestra el modelo digital de elevación (MDE o DEM) de la zona de estudio, que se encuentra ubicada en la base de la cadena montañosa perteneciente a la Cordillera Oriental.

3.1.1.1 Caracterización geomorfológica de Sivia, Ayacucho. La información geológica local del área de estudio se correlacionó con los datos del Boletín C 70 (Vílchez et al., 2019) y del sistema de información geográfica GEOCATMN del INGEMMET, así como las observaciones actualizadas por el autor de la presente investigación.

De acuerdo con el mapa geomorfológico de la región de Ayacucho (ver Figura 41), la zona de estudio tiene las siguientes geoformas:

Figura 41

Mapa geomorfológico de la zona de estudio.



Nota: Los datos fueron tomados de la plataforma Geocatmin (2024).

- Geoforma de carácter tectónico degradacional y erosional. Formado por procesos morfodinámicos y degradacionales que modifican relieves iniciales formados por la tectónica o por procesos externos.
 - La unidad presente en la zona son las montañas, con una subunidad de montaña en roca sedimentaria (RM-rs). Esta subunidad se extiende ampliamente en los alrededores de la zona de estudio (ver Figura 44).

Figura 42

Unidad de montañas en la localidad de Sivia-Ayacucho.



Nota: Elaboración propia.

- Geoforma de carácter depositacional y agradacional. Es el resultado de procesos geomorfológicos de acumulación y depositación de materiales sólidos, provenientes de los procesos degradacionales y erosionales que afectan las geoformas anteriores y tienden a nivelar la superficie terrestre hacia arriba. Las unidades y subunidades asociadas a esta geoforma se detallan en (ver foto 45).

Figura 43

Unidades piedemonte, planicie y valle en la localidad de Sivia, Ayacucho.



Nota: Tomado de Google Earth Pro (2024).

- La unidad Piedemonte incluye las subunidades Vertiente o Piedemonte aluvio-torrencial (P-at) y Vertiente o Piedemonte coluvio-deluvial (V-cd). La primera subunidad se ubica a lo largo del río Sivia y en la zona de estudio, mientras que la segunda subunidad se extiende sobre la base del centro poblado de Sivia.
- En la unidad Planicie, se encuentra la subunidad llanura o planicie inundable (PI-i), localizada al este de la zona de estudio, en el margen izquierdo del río Apurímac. Esta subunidad se caracteriza por la deposición de sedimentos aluviales durante eventos de inundación, generalmente recientes.
- Dentro de la unidad Valle se encuentra la subunidad de terrazas indiferenciadas (Ti), que se extiende de sur a norte siguiendo el recorrido del río Apurímac. A diferencia de las terrazas aluviales, no presentan una diferenciación clara entre sus niveles de sedimentación.

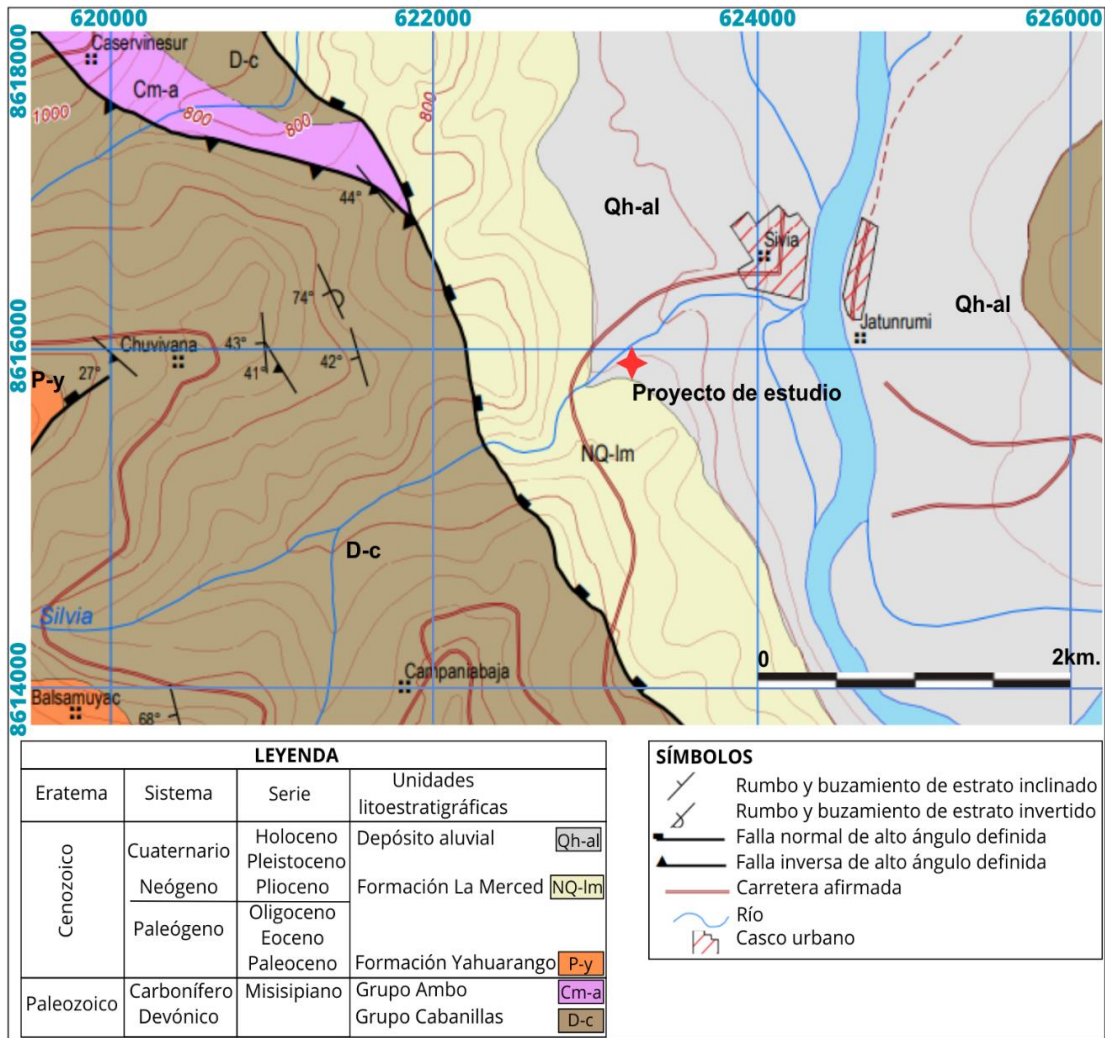
3.1.2 Estratigrafía

Las rocas en la región de estudio abarcan desde el Paleozoico (Devónico) con el Grupo Cabanillas, hasta el Cuaternario reciente (Holoceno). Durante este período geológico, se formaron diversas unidades sedimentarias que revelan la evolución y la historia geológica de la región.

La Figura 44 muestra el mapa geológico regional del área de estudio, donde se observa que el proyecto se ubica sobre depósito aluvial.

Figura 44

Mapa geológico regional.



Nota: Modificado de Valencia et al. (2021).

- Grupo Cabanillas (D-c): Alternancia rítmica de areniscas y limoarcillitas color gris verdoso. En la base, conglomerados y areniscas de grano grueso. Areniscas grauwacas limosas gris verdosas. Limoarcillitas crema amarillentas y abigarradas.

- Grupo Ambo (Cm-a): Areniscas cuarzosas de grano mal clasificado, beige a blanquecino rojizo por alteración. Limoarcillitas grises en capas finas, con presencia de restos de plantas fósiles. Presentan niveles de lavas andesíticas de coloración rojiza, con fenocristales de piroxenos.
- Formación Yahuarango (P-y): Conglomerado polimíctico de clastos sostenidos, areniscas limosas de capa roja, areniscas limosas calcáreas gris claro. Limoarcillitas calcáreas rojas de grano fino.
- Formación La Merced (NQ-lm): Conglomerado polimíctico matriz soportado con clastos redondeados y un conglomerado polimíctico más antiguo, clastos soportados.
- Depósito aluvial (Qh-al): Depósito reciente, fragmentos heterométricos y heterogéneos de arenas, clastos transportados por agua. Forman terrazas.

La Tabla 9 representa la columna estratigráfica de la región, que abarca desde el Grupo Cabanillas hasta los depósitos cuaternarios.

Tabla 9

Columna estratigráfica de la zona de estudio.

Eratema	Sistema	Serie	Litoestratigrafía	Características
Cenozoico	Cuaternario	Holoceno	Depósito aluvial	Fragmentos heterométricos y heterogéneos de arenas, clastos transportados por agua.
		Pleistoceno		
	Neógeno	Plioceno	Formación La Merced	Conglomerado polimíctico matriz soportado con clastos redondeados, clastos soportados.
	Paleoceno	Oligoceno		
		Eoceno		
		Paleoceno	Formación Yahuarango	Conglomerado polimíctico de clastos sostenidos. Areniscas, areniscas limosas y limoarcillitas calcáreas rojas.
Paleozoico	Carbonífero	Misisipiano	Grupo Ambo	Areniscas cuarzosas de grano mal clasificado. Limoarcillitas de color gris en capas finas. Niveles de lavas.
	Devónico		Grupo Cabanillas	Alternancia rítmica de areniscas y limoarcillitas gris verdoso. Base de conglomerado y areniscas.

Nota: Información recopilado del mapa geológico del cuadrángulo de San Francisco de Valencia et al. (2021).

3.1.2.1 Litoestratigrafía. En el talud estudiado se identifica una delgada capa superficial de material cuaternario. Este talud, ubicado en el margen derecho del río Sivia (ver Figura 45), está compuesto por suelo residual, caracterizado principalmente por arcillas con arenas y limos, que presentan humedad y plasticidad. Además, cerca del talud se observan afloramientos de rocas sedimentarias fuertemente intemperizadas y erosionadas. Estos afloramientos son más evidentes en el margen izquierdo del río Sivia (ver Figura 46), mientras que en el margen derecho forman la base del talud.

Figura 45

Talud del proyecto de estudio.



Nota: Elaboración propia.

Figura 46

Margen izquierdo del río Sivia: secuencia de rocas sedimentarias.



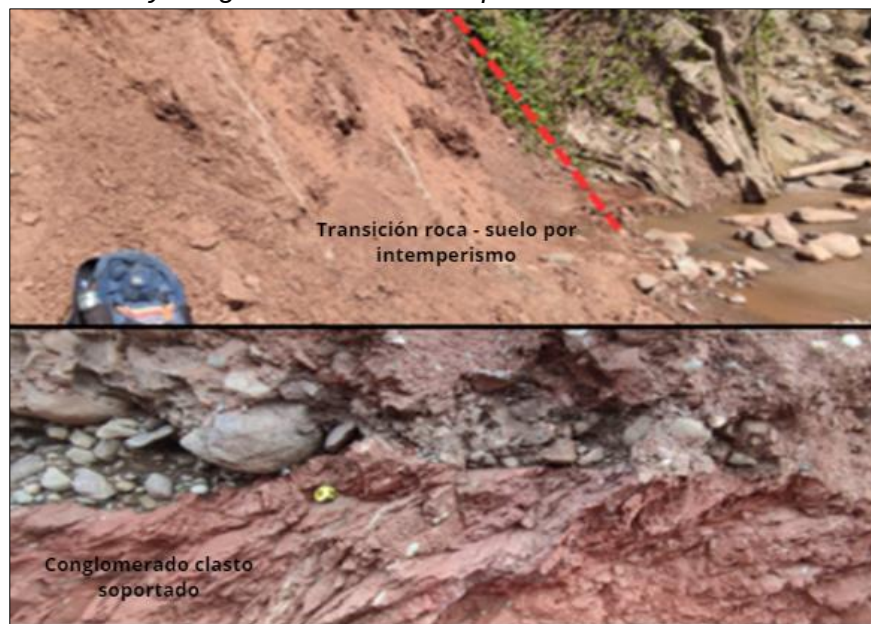
Nota: Elaboración propia.

En la Figura 47 se observa el contacto de transición de un afloramiento rocoso a suelo residual, resultado de un intenso proceso de meteorización. Estas secuencias de

rocas sedimentarias muestran un marcado buzamiento, con estratos compuestos principalmente por areniscas limosas grisáceas, lutitas, limolitas y limoarcillitas ferruginosas, que probablemente pertenecen al Grupo Cabanillas. Además, cerca del cauce del río Sivia, se observa un conglomerado polimíctico, tanto clasto soportado como matriz soportada.

Figura 47

Transición roca-suelo y conglomerado clasto soportado.



Nota: Elaboración propia.

3.2 Metodología del estudio

La finalidad del proyecto es prevenir deslizamientos que podrían afectar tanto la carretera Sivia-Huamanpata, así como las posibles obras de defensa ribereña ubicadas en la base del talud. Además, se buscó proporcionar alternativas geotécnicas para garantizar la estabilidad del talud a largo plazo.

Para lograr este resultado, se llevó a cabo una evaluación de la geología y la topografía del área, así como de las características geotécnicas del suelo presente en la zona. Con esta información, se proporcionaron alternativas para reducir la probabilidad de deslizamientos y mejorar la estabilidad del talud.

La metodología del estudio constó de los siguientes pasos:

- **Revisión de literatura:** En esta fase, se recopiló información relevante sobre la estabilidad de taludes, incluyendo teorías, metodologías y técnicas empleadas. Además, se obtuvo información detallada sobre la geología de la zona de estudio a partir de diversas fuentes, como mapas, estudios previos e informes técnicos. La información recolectada durante esta etapa fue esencial para la elaboración del pronóstico preliminar del área de estudio, lo cual facilitó la definición de los objetivos y la metodología del proyecto.
- **Diseño de estudio:** Se seleccionó el talud de estudio entre varios taludes potenciales para la investigación y se definieron los parámetros de estudio. Además, se eligieron las técnicas de evaluación para la estabilidad del talud y el tipo de modelación numérica, de acuerdo con el alcance del proyecto.
- **Recopilación y análisis de datos:** Se llevaron a cabo levantamientos topográficos del talud y su entorno, juntos con ensayos sísmicos y estudios geológicos de campo, para identificar las características de los materiales presentes. Además, se realizó la observación y descripción geomorfológica de la dinámica externa y la descripción del suelo.

Se recolectaron muestras mediante ensayos de campo y se enviaron al laboratorio para su análisis. Esto incluyó la determinación de parámetros geotécnicos como el tipo de suelo, el peso específico seco y el peso específico saturado, el ángulo de fricción interna, la cohesión y los parámetros elásticos. Estos análisis proporcionaron datos más precisos y detallados sobre las propiedades del talud en la zona de estudio.

- **Modelado geotécnico e interpretación de datos:** Una vez seleccionado el método de análisis y el modelo numérico en la etapa de diseño de estudio, se procedió a determinar la estabilidad del talud utilizando el software Plaxis. Este modelado permitió simular el comportamiento del talud en diferentes escenarios y evaluar su estabilidad de manera eficaz. Además, se llevó a cabo una interpretación y comparación de los resultados, considerando diferentes modelos geotécnicos.

3.3 Topografía

El área examinada exhibe una topografía caracterizada por su relieve ondulado, mostrando un terreno accidentado en las áreas circundantes a las zonas elevadas, con una pendiente negativa en dirección noreste (ver Figura 48).

Figura 48

Topografía de la zona de estudio.



Nota: Elaboración propia.

Para el levantamiento topográfico se establecieron 4 puntos de referencia o Benchmark (BM). Estos puntos de referencia se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10

Coordenadas de las BMs.

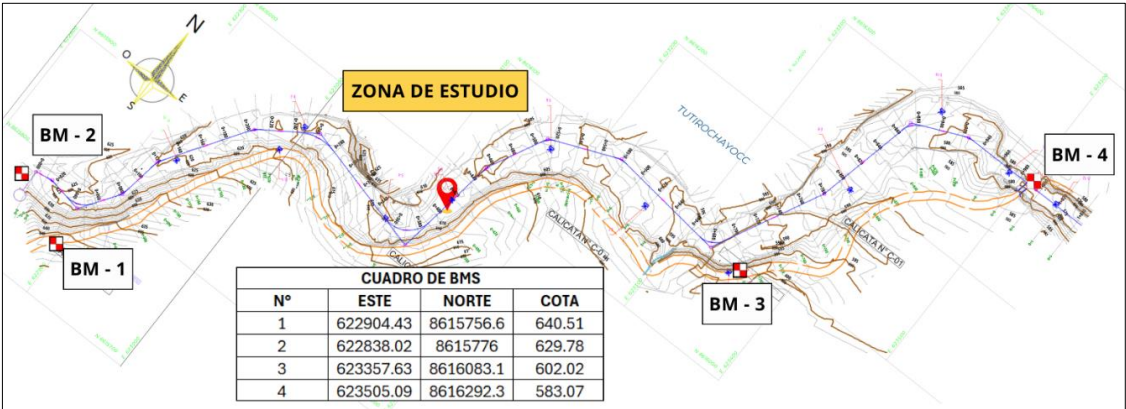
Nº	Este	Norte	Cota	Descripción
1	622904.43	8615756.64	640.51	BM1
2	622838.02	8615775.96	629.78	BM2
3	623357.63	8616083.11	602.02	BM3
4	623505.09	8616292.31	583.06	BM4

Nota: Elaboración propia.

La Figura 49 muestra el plano topográfico de la zona de estudio a lo largo del río Sivia. La Figura 50 muestra el perfil longitudinal del río Sivia, mientras que la Figura 51 muestra el perfil transversal de la zona de estudio.

Figura 49

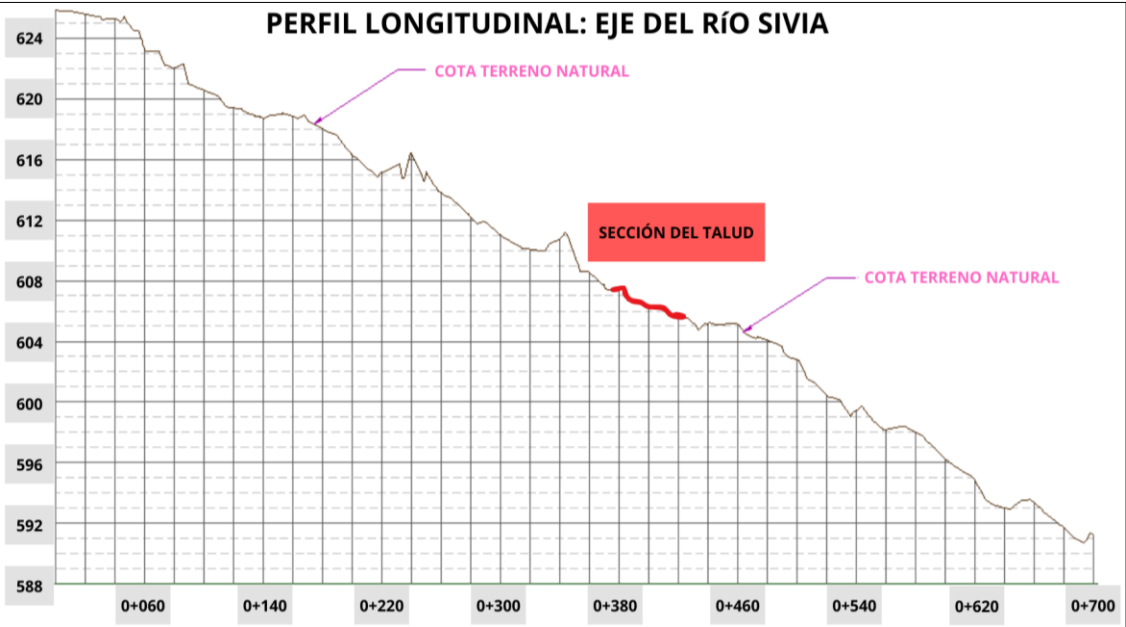
Sección topográfica de la zona de estudio.



Nota: Elaboración propia.

Figura 50

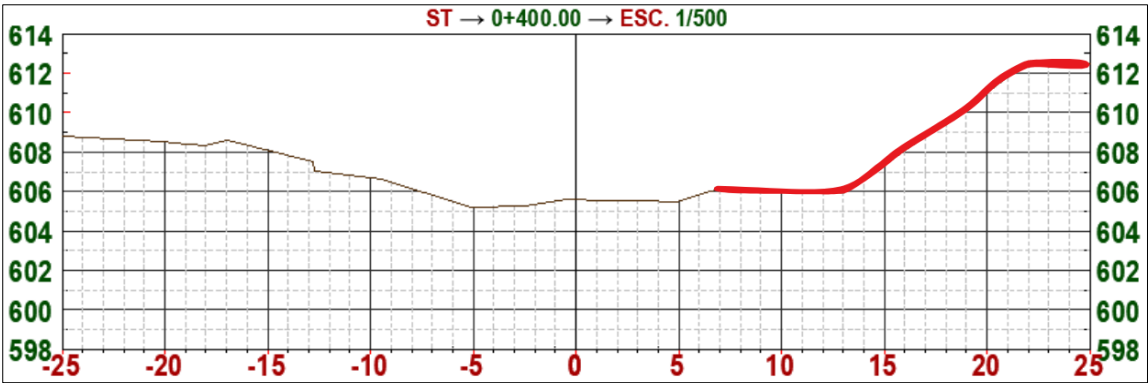
Perfil longitudinal del río Sivia.



Nota: Elaboración propia.

Figura 51

Perfil transversal de la zona de estudio.



Nota: Elaboración propia.

3.4 Prospección geológica-geotécnica

Se realizaron los estudios de geofísica sísmica con el fin de conocer los perfiles estratigráficos en base a perfiles de onda V_p y perfiles unidimensionales de ondas V_s , además de conocer los parámetros elásticos para su utilización en el modelado geotécnico.

3.4.1 Resultado de ensayo de refracción sísmica

En el proyecto se realizó 01 línea de transmisión de refracción sísmica. La Tabla 11 muestra la ubicación del ensayo realizado.

Tabla 11

Ubicación de ensayo de refracción sísmica.

Coordinada UTM WGS 84 de ensayo geofísico				
Código	Punto	Este (m)	Norte (m)	Cota (m)
LS-01	Inicio	623155.89	8615952.16	615
	final	623175.54	8616027.79	612

Nota: Elaboración propia.

La Figura 52 ilustra el tendido de la línea de transmisión sísmica en la zona de estudio, destacando sus componentes principales.

Figura 52

Ensayo de refracción sísmica.



Nota: Elaboración propia.

- Parámetros de adquisición: El levantamiento de refracción sísmica se realizó con los parámetros que se detallan en la Tabla 12.

Tabla 12*Parámetros de ensayo de refracción sísmica.*

PARÁMETROS	DESCRIPCIÓN
Configuración de dispositivo	Lineal
Longitud de dispositivo	Dos veces la profundidad de interés
Intervalo de geófono	6 m
Número de geófonos	15 unidades
Tipos de geófonos	Geófono vertical de 4.5 Hz
Fuente sísmica	Comba de 25lb.
Activación	Interruptor de tiro conectado al puerto del sismógrafo
Intervalo de muestreo	0.25 ms
Longitud de registro	0.5 s

Nota: Elaboración propia.

- Interpretación sísmica: Para interpretar las secciones sísmicas, se usaron correlaciones de perfiles de suelos basados en la velocidad de ondas sísmicas (V_p) según las normativas CNA (1993) y ATMS-D5777 (ver Tabla 13). Esto permite relacionar las características de los estratos del subsuelo con sus respectivas velocidades de propagación, esencial para comprender la estructura geológica y geotécnica de la zona de estudio.

Tabla 13*Relación de perfiles de suelo según la velocidad de propagación (V_p)*

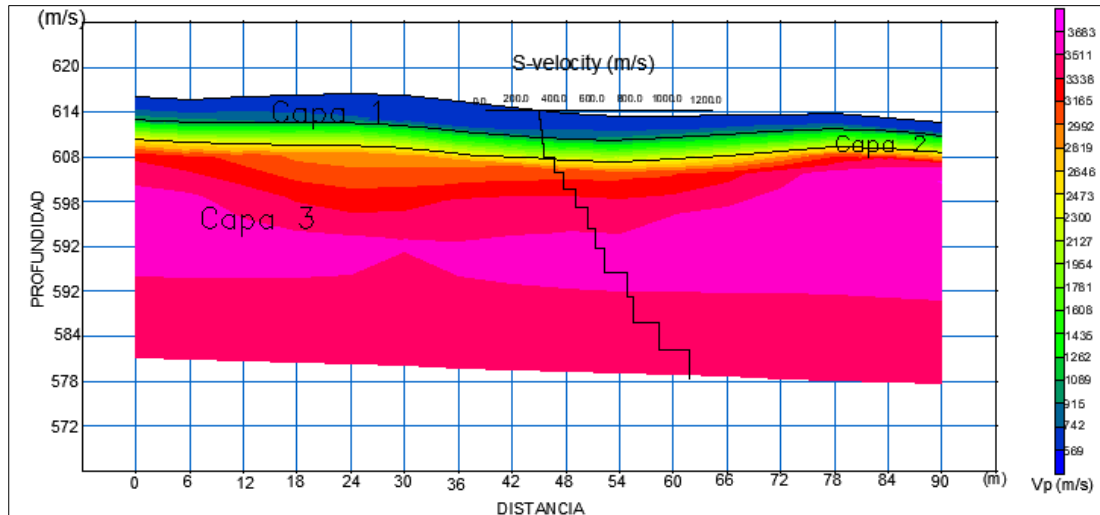
CNA (1993)		ASTM – D5777 (2000)	
Velocidad V_p			
Velocidad V_p [m/s]	Descripción	[m/s]	Descripción
170 – 450	Suelos arenosos	240 – 610	Suelo intemperizado
300 – 650	Suelos con finos	460 – 915	Grava o arena seca
500 – 900	Suelos gruesos	1830 – 1220	Arena saturada
800 – 1400	Depósitos de Talud	910 – 2750	Arcilla saturada
1450 – 1550	Materiales saturados	1430 – 1665	Agua
1400 – 2000	Roca blanda	1460 – 1525	Agua de mar
1800 – 2500	Roca muy fracturada	1830 – 3960	Arenisca
2000 – 3000	Roca fracturada	2750 – 4270	Esquisto, arcilla esquistosa
3000 – 5000	Roca intacta	1830 – 3960	Tiza
4500 – 6500	Granito sano	2134 – 6100	Caliza
6000 – 7500	Rocas metamórficas	4575 – 5800	Granito
5500 – 8000	Caliza intacta	3050 – 7000	Roca metamórfica

Nota: La relación del perfil del suelo es conforme a las normativas CNA (1993) y ASTM-D5777 (2000).

- Resultados del ensayo: La línea sísmica se colocó en dirección al eje longitudinal del talud. De acuerdo con los datos obtenidos, se generó el siguiente perfil de refracción sísmica.

Figura 53

Resultado de ensayo de refracción sísmica LS-01.



Nota: Elaboración propia.

De acuerdo con la Figura 53, el sondeo LS-01 alcanzó una profundidad de 31 m y una longitud de 90 m, con geófonos dispuestos a intervalos de 6 m a lo largo de la carretera (ver Figura 52). A partir de los resultados del ensayo, se identificaron tres capas, que se describen a continuación desde la superficie hasta la profundidad alcanzada:

- Estrato I: Compuesto por una mezcla de material arcilloso rojizo con presencia de limos y arena, sin nivel freático. Presenta velocidades de onda primaria (V_p) bajas, en el rango de 569 y 1089 m/s, y una potencia comprendida entre 0 y 4.3 m.
- Estrato II: Subyace al estrato I y está formado por el mismo material, pero en un estado más compacto y rígido. Las velocidades V_p son intermedias entre 1091 y 2473 m/s, con una potencia registrada entre 4.3 y 9.3 m.
- Estrato III: Subyace al estrato II y corresponde a roca o suelo muy rígido, caracterizado con velocidades V_p altas, en el rango de 2473 a 3683 m/s, y una potencia alcanzada de 9.3 a 31 m.

3.4.2 Resultado de ensayo MASW

En el proyecto se realizó 01 ensayo de sísmica MASW-1D. La Tabla 14 muestra las coordenadas del ensayo.

Tabla 14

Coordenadas de ensayo MASW.

COORDENADA UTM WGS 84 DE ENSAYO GEOFÍSICO				
CÓDIGO	PUNTO	ESTE (m)	NORTE (m)	COTA (m)
MASW-SE	INICIO	623146.45	8615953.87	615
	FINAL	623175.54	8616027.79	612

Nota: Elaboración propia.

- Parámetros de adquisición: El levantamiento sísmico se realizó empleando los parámetros que se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15

Parámetros del ensayo MASW.

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Configuración de dispositivo	Lineal
Longitud de dispositivo	Igual a la profundidad de interés
Intervalo de geófono	6 m
Número de geófonos	15 unidades
Tipos de geófonos	Geófono vertical de 4.5 Hz
Fuente sísmica	Comba de 20lb.
Activación	Interruptor de tiro conectado al puerto del sismógrafo
Intervalo de muestreo	0.5 ms
Longitud de registro	1 s

Nota: Elaboración propia.

- Interpretación sísmica: Mediante la obtención de los perfiles unidimensionales V_s , se puede caracterizar el subsuelo, según la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente (2018) o la clasificación del IBC (International Building Code, 2012). Ambas clasificaciones se detallan en las Tabla 15 y 16.

Tabla 16

Clasificación sísmica según la Norma Técnica E.030-2018.

Clasificación Sísmica NTP E.030 (2018)		
Tipo de suelo	V_s 30 (m/s)	Denominación
S0	$V_s > 1500$	Roca dura
S1	$500 < V_s < 1500$	Suelo muy rígido
S2	$180 < V_s < 500$	Suelo intermedio
S3	$V_s < 180$	Suelo blando

Nota: Tomado de Norma Técnica E.030 (2018).

Tabla 17

Clasificación sísmica según IBC (2012).

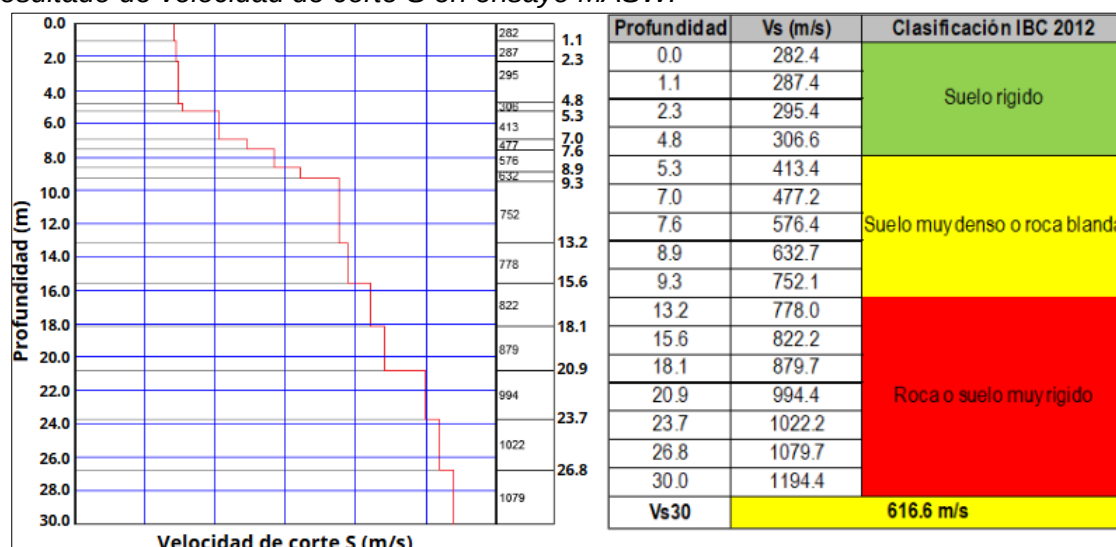
Clasificación sísmica IBC (2012)			
Tipo de suelo	Denominación del suelo	Velocidad de ondas de corte V_s 30 (m/s)	Resistencia a la Penetración estándar STP (N)
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$	N/A
B	Roca o suelo muy rígido	$760 < V_s < 1500$	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s < 760$	N50
D	Suelo rígido	$180 < V_s < 360$	$15 \leq N \leq 50$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	$N < 15$

Nota: Tomado de IBC (2012).

- Resultados de ensayo: En el proyecto se llevó a cabo un ensayo de sísmica MASW-1D. Los resultados se interpretaron considerando la variación en la compacidad del suelo, la posible presencia de agua, y las fluctuaciones en la densidad.

Figura 54

Resultado de velocidad de corte S en ensayo MASW.



Nota: Elaboración propia.

De acuerdo con la Figura 54, la velocidad de corte (V_s) varía entre 282.4 y 306.6 m/s desde la superficie hasta una profundidad aproximada de 5 m, lo que indica la presencia de un suelo rígido. Entre los 5 y 10 m, la velocidad V_s aumenta a un rango de 413.4 a 752.1 m/s, lo que corresponde a un suelo muy denso. Subyacente a esta capa, se encuentra una capa con velocidades V_s que oscilan entre 778.0 y 1194.4 m/s.

3.4.3 Parámetros dinámicos del suelo

Los ensayos sísmicos permiten obtener la velocidad de propagación de las ondas sísmica P y S. A partir de estos valores, se pueden calcular los parámetros dinámicos:

- Relación de Poisson (μ).
- Módulo de Elasticidad Dinámico o Módulo de Young (E_d).
- Módulo de Corte Dinámico ($G_{m\acute{a}x}$).

Relacionando las velocidades de ondas de corte, ondas de compresión y la densidad de los materiales por donde se propagan las ondas, se pueden obtener los parámetros dinámicos utilizando las ecuaciones 12, 13 y 14.

$$\mu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2} \quad (12)$$

La Ecuación 12 representa la relación de Poisson (μ).

$$E_d = 2(1 + \mu)G \quad (13)$$

La Ecuación 13 representa el Módulo de Young (E_d)

$$G_{m\acute{a}x} = \rho(V_s)^2 \quad (14)$$

La Ecuación 14 representa el Módulo de corte ($G_{m\acute{a}x}$).

Tabla 18

Parámetros dinámicos.

Capa	Velocidad Capa V_p (m/s)	Velocidad Capa V_s (m/s)	Razón de Poisson ν	Densidad Estimada d (kg/m ³)	Módulo de Corte G (MPa)	Módulo de Young E (Mpa)
Estrato I	650.00	306.60	0.36	1.7	1630.67	4425.38
Estrato II	1150.00	752.10	0.13	2.10	12121.17	27304.33
Estrato III	2500.00	1194.10	0.35	2.4	34919.38	94436.97

Nota: Elaboración propia.

La Tabla 17 muestra los parámetros dinámicos obtenidos a partir de las velocidades de ondas sísmicas compresionales (S) y cortantes (P).

3.5 Calicatas y ensayo in situ

3.5.1 Calicatas y zanjas

Se realizaron siete calicatas a lo largo del río Sivia, incluyendo una calicata con código C-T (calicata-talud) en el talud investigado. Además, se excavó una zanja (01) a lo largo del río. La Tabla 19 presenta los datos obtenidos de las calicatas realizadas.

Tabla 19

Resumen de calicatas y zanja.

CALICATA						
Punto de muestreo	Coordenada UTM(WGS84)		Código	Profundidad (m)	Muestra	
	Este	Norte			Suelo/Roca	Tipo
1	623390.00	8616172.00	C-1	1.2	Suelo	SC
2	623315.00	8616070.00	C-2	1.4	Suelo	GM
3	623209.00	8616059.00	C-3	0.4	Suelo	SM
4	623110.00	8615928.00	C-4	1	Suelo	SM
5	622969.00	8615895.00	C-5	1.3	Suelo	SM
6	622861.00	8615778.00	C-6	0.8	Suelo	SM
7	623147.17	8615965.55	C-T	0.7	Suelo	CL
ZANJA						
Inicio	623393.64	8616246.09	Z-T	1-2	-	-
Final	622827.65	8615774.27				

Nota: Elaboración propia.

La Figura 55 muestra el proceso de excavación de una zanja a lo largo del margen derecho del río Sivia, por parte de la empresa Consorcio Río Sivia.

Figura 55

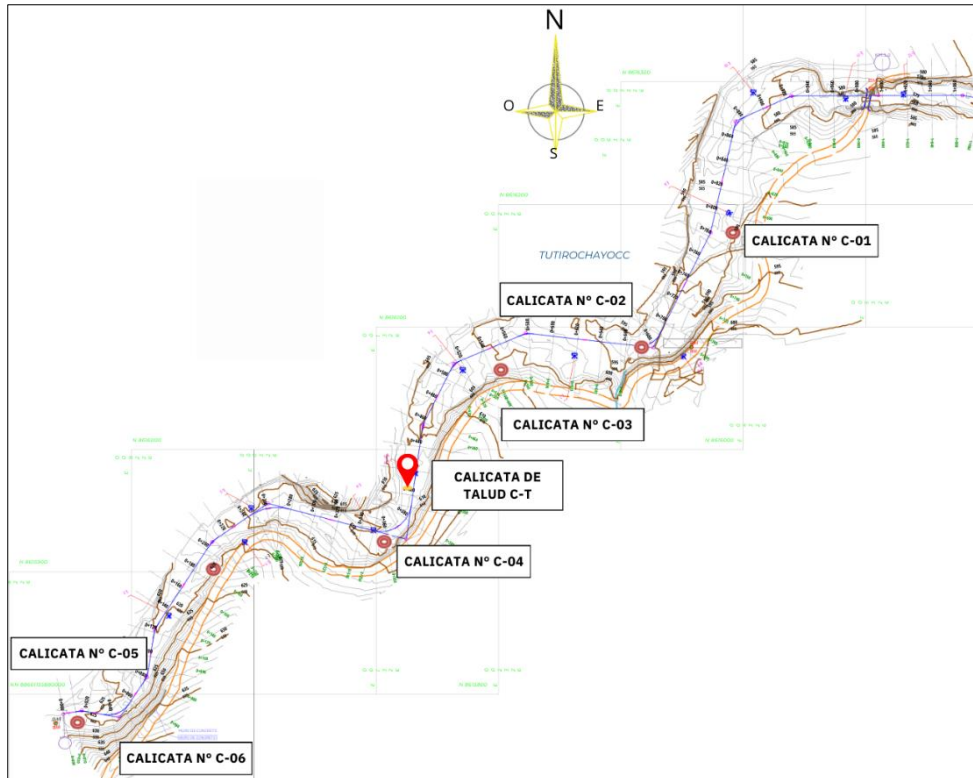
Elaboración de zanjas.



Nota: Elaboración propia.

Figura 56

Imagen del plano de ubicación de calicatas.



Nota: Elaboración propia.

La Figura 56 muestra el plano de ubicación de las calicatas realizadas a lo largo del río Sivia, que proporcionan información sobre el tipo de material presente en la zona de estudio. Las calicatas C-3 y C-4 están ubicadas más cerca del talud investigado. La Figura 57 muestra el panel fotográfico de las calicatas C-3 (a) y C-4 (b).

- Calicata C-3: Se identifican dos horizontes. El primero, de 0.00 a 0.20 m, está compuesto por material de relleno de color marrón semi compacto. El segundo horizonte, de 0.20 a 0.40 m, consiste en arena limosa de tipo “SM”, de color marrón rojizo, húmedo, con presencia de grava menor al 10 %, arena superior al 60 % y el resto de finos (limos y arcillas).
- Calicata C-4: Se identifican dos horizontes. El primero, de 0.00 a 0.50 m, está compuesto por material de relleno, parcialmente orgánico, de color marrón y semi compacto, con presencia de grava. El segundo horizonte, de 0.50 a 1.00 m, consiste en arena limosa “SM”, de color rojizo, con presencia de grava menor al 15 %, arena mayor a 50 % y el resto de finos (limos y arcillas). Material semi compacto.

Figura 57

Calicatas C-3 y C-4



Nota: Elaboración propia.

3.5.2 Ensayo de densidad in situ – Cono de arena

Los ensayos se llevaron a cabo en el talud objeto de estudio, que presenta dos estratos (talud C-T y base Z-T) identificados a través de las zanjas y de los ensayos sísmicos.

La Tabla 20 muestra el resumen de los resultados de los ensayos realizados en las calicatas de acuerdo con la norma del MTC E 117-2000.

Tabla 20

Resumen de ensayo de densidad in situ del talud.

Código de ensayo	Calicata	Coordenadas UTM (WGS84)		Densidad seca (gr/m^3)	Humedad (%)	Densidad húmeda (gr/m^3)	Densidad saturada (gr/m^3)
		Este	Norte				
D-1	C-T	623147.17	8615965.55	1.46	22.3	1.79	2.18
	Z-T	623149.49	8615974.71	1.59	18.6	1.89	2.31

Nota: Elaboración propia.

3.6 Ensayos de laboratorio

Con la muestra obtenida de la calicata C-T (estrato I) y de la zanja Z-T (estrato II), ubicado en el talud de estudio, se llevaron a cabo ensayos estándar y especiales en laboratorio. Estos ensayos tenían como objetivo determinar las propiedades y parámetros del suelo necesarios para el modelado geotécnico.

3.6.1 Análisis granulométrico

Se determinó la distribución del tamaño de las partículas del suelo del talud de acuerdo con la norma ASTM D 422.

Tabla 21*Resumen granulométrico de la muestra.*

Tamiz ASTM	Abertura (mm)	% Reten Parcial	% Reten Acumulado	% Pasa
¾"	19.05	-	-	100
½"	12.70	1.0	1.0	99.0
N°4	4.76	0.3	1.3	98.7
N°8	2.38	0.5	1.8	98.2
N°10	2.00	0.4	2.2	97.8
N°16	1.19	0.9	3.1	96.9
N°20	0.84	0.7	3.8	96.2
N°30	0.59	0.4	4.2	95.8
N°40	0.426	1.9	6.10	93.9
N°50	0.29	1.7	7.80	92.2
N°60	0.25	2.3	10.10	89.9
N°80	0.17	4.1	14.20	85.8
N°100	0.14	3.2	17.4	82.6
N°200	0.074	1.3	18.7	81.3
Fondo		81.3	100	

Nota: Elaboración propia.

De acuerdo con la Tabla 21, se pueden observar los siguientes resultados:

- % Grava: 1.3 (fina 1.3)
- % Arena: 17.4 (gruesa 0.9, media 3.9 y fina 12.6)
- % Finos: 81.3 (limos y arcillas)

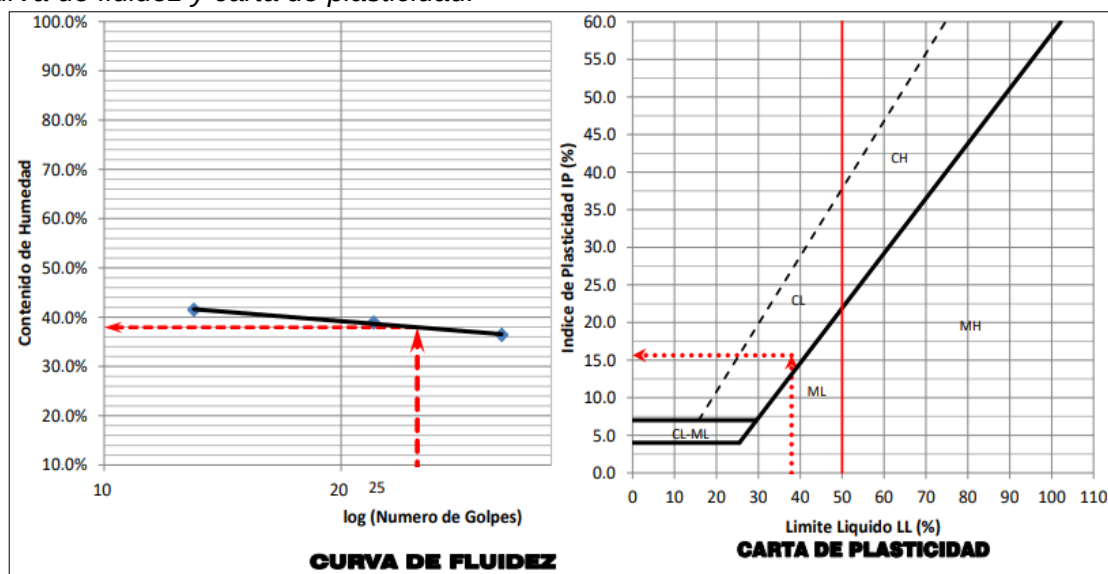
3.6.2 Límites de Atterberg

Se determinaron el límite líquido (LL), el límite plástico (LP) y el índice de plasticidad (IP) del suelo del talud de acuerdo con la norma ASTM D-4318.

- Límite líquido: Se determina mediante la relación entre el contenido de humedad y el número de golpes N, graficados en la curva de fluidez.
- Límite plástico: Se establece moldeando muestras en forma de hilos y determinando el límite en el que el suelo cambia de un estado semisólido a plástico.
- Índice de plasticidad: $LL - LP$.

Figura 58

Curva de fluidez y carta de plasticidad.



Nota: Elaboración propia.

En la Figura 58 se muestra la curva de fluidez y la carta de plasticidad de la muestra de suelo del estrato I, donde se identifica un límite líquido (LL) de 37.9 %. Además, el límite plástico obtenido es de 22.3 %, por lo tanto, el índice de plasticidad (IP) calculado es de 15,6 %. De acuerdo con la carta de plasticidad, el suelo se clasifica como arcilla inorgánica de plasticidad media, basados en los valores de LL e IP. La Tabla 22 muestra el resumen de los límites de Atterberg.

Tabla 22

Resumen de los límites de Atterberg.

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Carta de plasticidad (LL vs IP)
C-T	37.9	22.3	15.6	Arcillo inorgánica de plasticidad media.

Nota: Elaboración propia.

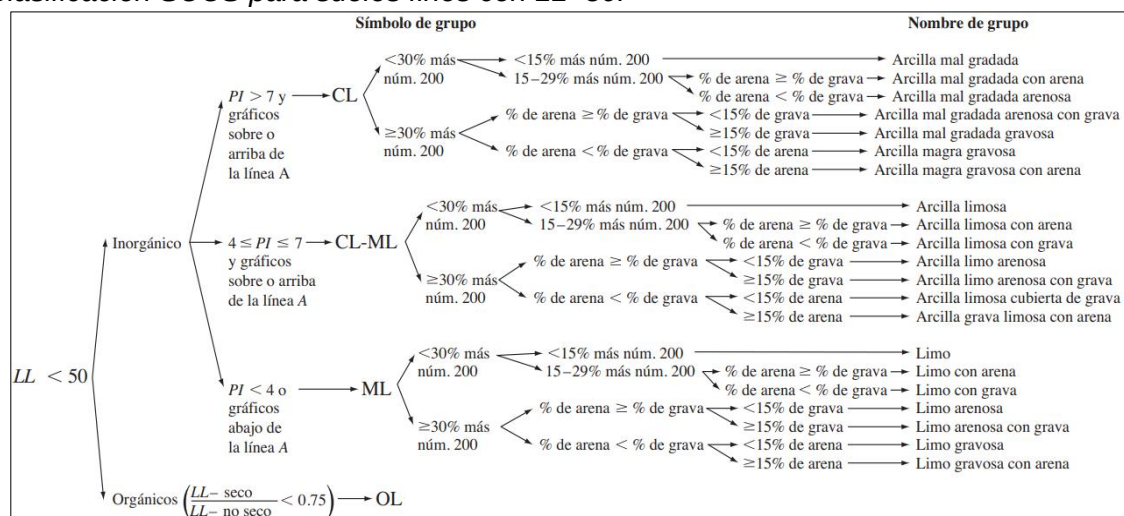
3.6.3 Clasificación de suelos

Se determinó el tipo de suelo del talud conforme al sistema de clasificación AASHTO Y SUCS, de acuerdo con la norma ASTM D-2487.

La Figura 59 muestra el diagrama de flujo para la clasificación de suelos arcillosos y limos orgánicos con un límite líquido (LL) menor a 50.

Figura 59

Clasificación SUCS para suelos finos con LL<50.



Nota: Tomado de Braja (2009).

- AASHTO: De acuerdo con el porcentaje de material (mayor o menor que 35 %) que pasa a través del tamiz N° 200 y los valores de LL e IP, el suelo analizado se clasifica en el grupo A-6, indicando una arcilla de baja a mediana compresión.
- SUCS: Basado en la cantidad de finos (más del 50 %) que pasan o son retenidos en el tamiz N° 200 y los valores de LL e IP, el suelo se clasifica con el símbolo CL que corresponde al grupo de “Arcilla mal gradada arenosa”.

3.6.4 Ensayo de corte directo

Este ensayo se llevó a cabo para determinar la resistencia cortante de los estratos I y II, de acuerdo con la norma ASTM D-3080.

La Tabla 23 presenta un resumen de los ensayos de corte directo, mostrando los valores del ángulo de fricción (Φ) y cohesión c para las muestras del talud.

Tabla 23

Resultados del ensayo de corte directo.

Muestra	Lugar	Ángulo de fricción ϕ	Cohesión c (kg/cm ²)	Características
C-T	Estrato I	19.5°	0.09	CL
Z-T	Estrato II	24.6°	0.153	Mismo material que el Estrato I, pero más compacto y denso

Nota: Elaboración propia.

Para el modelado geotécnico en el software Plaxis, la cohesión y la densidad se expresan en kilopascales (kPa) y kilonewtons por metro cúbico (kN/m^3), respectivamente.

- Para convertir la cohesión de Kg/cm^2 a Kpa, se multiplica por 98.0665.
 - $0.09kg/cm^2$ a KPa : $0.09 \times 98.0665 = 9 \text{ kPa}$ Estrato I
 - $0.153kg/cm^2$ a KPa : $0.153 \times 98.0665 = 15 \text{ kPa}$ Estrato II
- Para convertir la densidad de gr/cm^3 a kN/m^3 , se multiplica por 9.81.
 - $1.79gr/cm^3$ a kN/m^3 : $1.79 \times 9.81 = 17.56 \text{ kN/m}^3$ - Estrato I
 - $2.18gr/cm^3$ a kN/m^3 : $2.18 \times 9.81 = 21.39 \text{ kN/m}^3$ - Estrato II
 - $1.89gr/cm^3$ a kN/m^3 : $1.89 \times 9.81 = 18.54 \text{ kN/m}^3$ - Estrato I
 - $2.31gr/cm^3$ a kN/m^3 : $2.31 \times 9.81 = 22.66 \text{ kN/m}^3$ - Estrato II
- El módulo de elasticidad o módulo de Young se trabaja en Kpa.
- El coheficiente de Poisson son cantidades adimensionales.

Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados

4.1 Modelamiento del talud

En este capítulo se describe la metodología empleada para generar el modelado geotécnico mediante el método de equilibrio límite y elementos finitos, utilizando los softwares Plaxis LE y Plaxis 2D, respectivamente, de Bentley Systems. El objetivo de este modelado es calcular el factor de seguridad y llevar a cabo una evaluación comparativa de los distintos métodos aplicados, con el fin de determinar qué método es más adecuado y se ajusta mejor a la realidad del talud estudiado.

La Tabla 24 ofrece un resumen general de los parámetros necesarios para el modelado geotécnico, recopilados a partir de los distintos métodos empleados y descritos en el Capítulo III.

Tabla 24

Parámetros del talud.

Parámetros	Estrato I	Estrato II
Densidad húmeda (KN/m^3)	17.56	18.54
Densidad saturada (KN/m^3)	21.39	22.66
Módulo de elasticidad (Mpa)	4425	27304
Coefficiente de Poisson (ν)	0.36	0.13
Cohesión c' (Kpa)	9	15
Ángulo de fricción Φ ($^\circ$)	19.5	24.6

Nota: Elaboración propia

4.1.1 Modelamiento por MEL

Para el modelado del talud por el método de equilibrio límite, se seleccionaron los parámetros del modelo, tales como el modelo constitutivo, la superficie de falla, y las condiciones drenadas, estática y pseudoestática.

Pasos generales para modelado en Plaxis LE

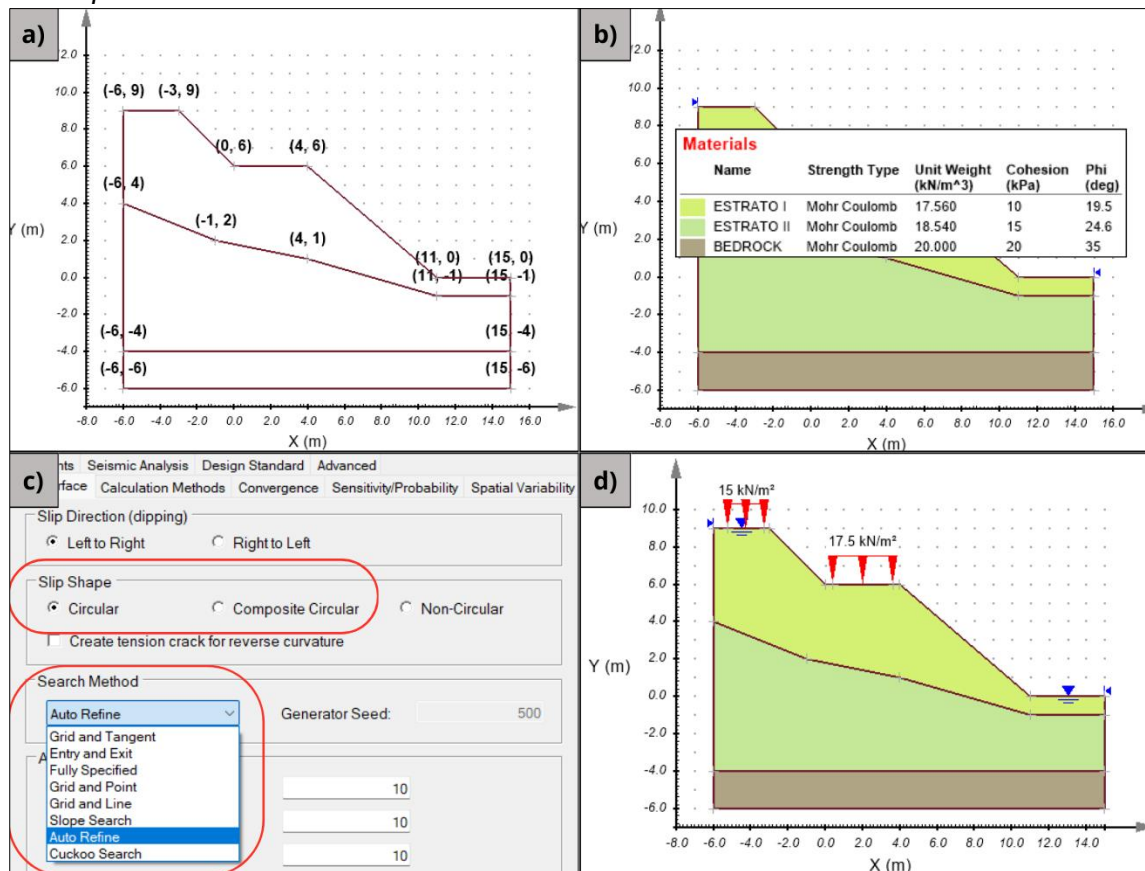
Para la construcción de un modelado 2D y 3D en Plaxis LE, se debe seguir los siguientes pasos:

- Se define la geometría del talud.
- Se aplica el modelo y las propiedades de cada tipo de material, tales como:

- Densidad seca/densidad húmeda y densidad saturada de cada estrato
- Tipo de resistencia
- Cohesión c y ángulo de fricción interno (ϕ)
- Luego se especifica las características de la superficie de deslizamiento y el método de cálculo:
 - Dirección del deslizamiento
 - Forma del deslizamiento
 - Método de búsqueda
 - Método de cálculo
- Se aplican las cargas y los soportes correspondientes al terreno.
- Se especifica el nivel freático y/o el nivel piezométrico.

Figura 60

Pasos para el modelado 2D en Plaxis LE.



Nota: Elaboración propia.

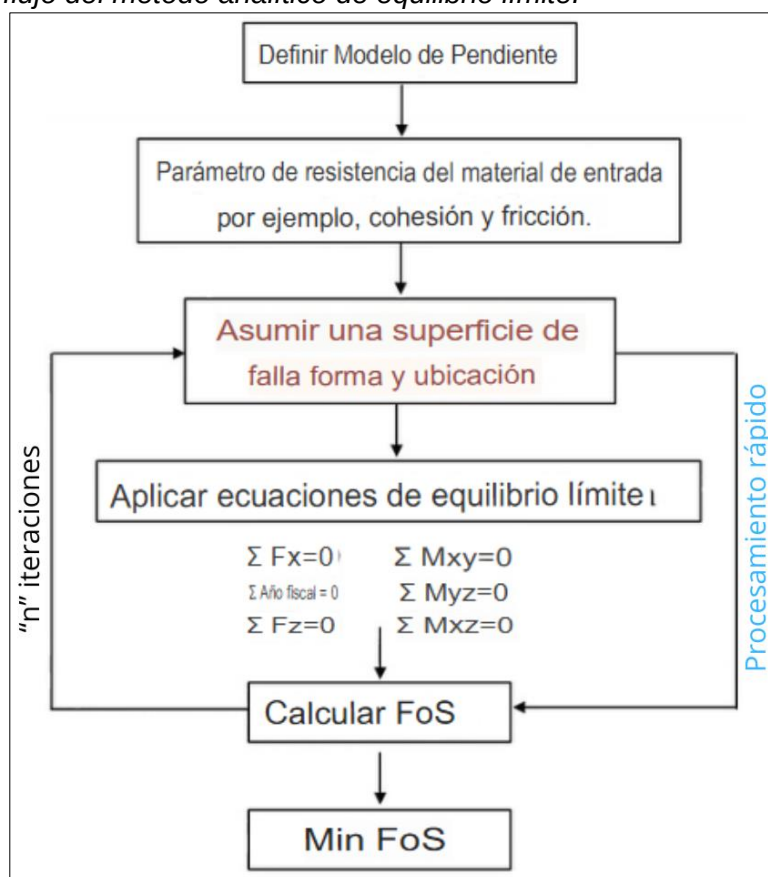
La Figura 60 muestra los pasos generales para el modelado geotécnico en Plaxis LE, que ofrece una combinación de métodos avanzados de equilibrio límite. Esto se observa en la etapa “c)”, donde se incluyen análisis de sensibilidad/probabilísticos, sísmicos y de variabilidad espacial.

Diagrama de flujo de MEL

Este diagrama de flujo proporciona una visión clara del proceso de modelado y análisis para determinar el valor mínimo del factor de seguridad.

Figura 61

Diagrama de flujo del método analítico de equilibrio límite.



Nota: Modificado de Grupo INSUR “Análisis de estabilidad de taludes en suelos y rocas” (2020). Youtube. https://www.youtube.com/watch?v=QafqfavRXMo&t=5s&ab_channel=GrupoINSUR.

La Figura 61 muestra el diagrama de flujo del método analítico de equilibrio límite. Este diagrama comienza con la definición del modelo del talud, seguido de la determinación de los parámetros de resistencia del material (cohesión y ángulo de fricción). Luego, se asume la superficie de falla en términos de forma (generalmente circular) y ubicación. Posteriormente, se aplican las ecuaciones de equilibrio límite, donde se calcula el factor de

seguridad para esa superficie de falla. Después de realizar “n” iteraciones, se reporta el mínimo valor del factor de seguridad obtenido.

Condición estática

Para la evaluación del talud en condiciones estáticas, solo se consideran cargas constantes y permanentes, como el peso propio del talud y cargas adicionales del terreno.

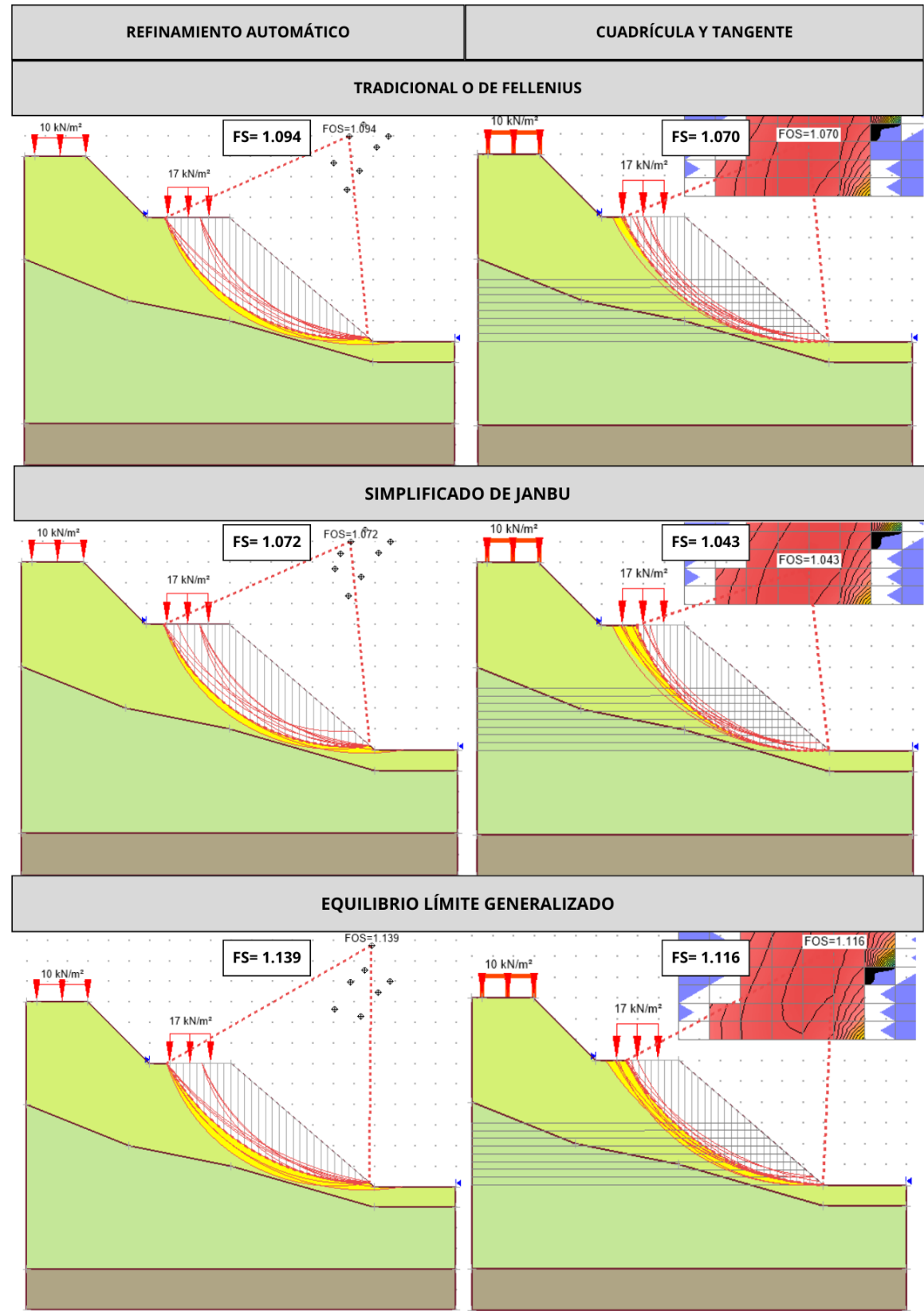
La Figura 62 ilustra los métodos de cálculo y búsqueda utilizados para determinar el factor de seguridad del talud estudiado en condiciones estáticas. Los métodos de cálculo utilizados incluyen el método tradicional, el método simplificado de Janbu y el equilibrio límite generalizado. Los métodos de búsqueda empleados son el refinamiento automático y la búsqueda por cuadrícula y punto.

Se observa que, para los distintos métodos de cálculo, el método de búsqueda por cuadrícula y tangente tiende a proporcionar un factor de seguridad más bajo en comparación con el método de refinamiento automático. Esta diferencia se debe a que el método de cuadrícula y tangente utiliza una resolución limitada que no puede capturar la superficie de falla crítica más representativa del talud. En comparación, el método de refinamiento automático ajusta dinámicamente la malla para identificar con mayor precisión la superficie de falla crítica.

Además, se observa que, entre los métodos de cálculo, el método simplificado de Janbu tiene el factor de seguridad más bajo. Esto se debe a que este método tiene un enfoque más generalizado y menos detallado, ya que solo considera el equilibrio de fuerzas. En contraste, el método de equilibrio límite generalizado toma en cuenta la condición de equilibrio de fuerzas y de momentos, lo que lo hace más confiable y preciso, aunque el factor de seguridad obtenido sea mayor en comparación con los demás métodos.

Figura 62

Métodos de cálculo en condiciones estáticas en modelado 2D.



Nota: Elaboración propia.

Condición pseudoestática

Para el análisis en condición pseudoestática, que es un tipo de análisis sísmico, se aplica una aceleración horizontal constante a cada dovela dentro de la masa del suelo para representar el efecto de un movimiento sísmico. Esta aceleración pseudoestática se emplea porque ofrece un enfoque simplificado para evaluar el impacto de un sismo en una estructura o talud.

De acuerdo con la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, el territorio nacional se divide en cuatro zonas sísmicas, según las características generales de los movimientos sísmicos. La zona de estudio se encuentra en la Zona 2 y según la Tabla 25 tiene un factor “Z” de 0.25. Este factor Z representa la aceleración máxima horizontal esperada en un suelo y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 25

Aceleración pseudoestática horizontal por zona.

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota: Tomado de Norma Técnica E.030 (2018).

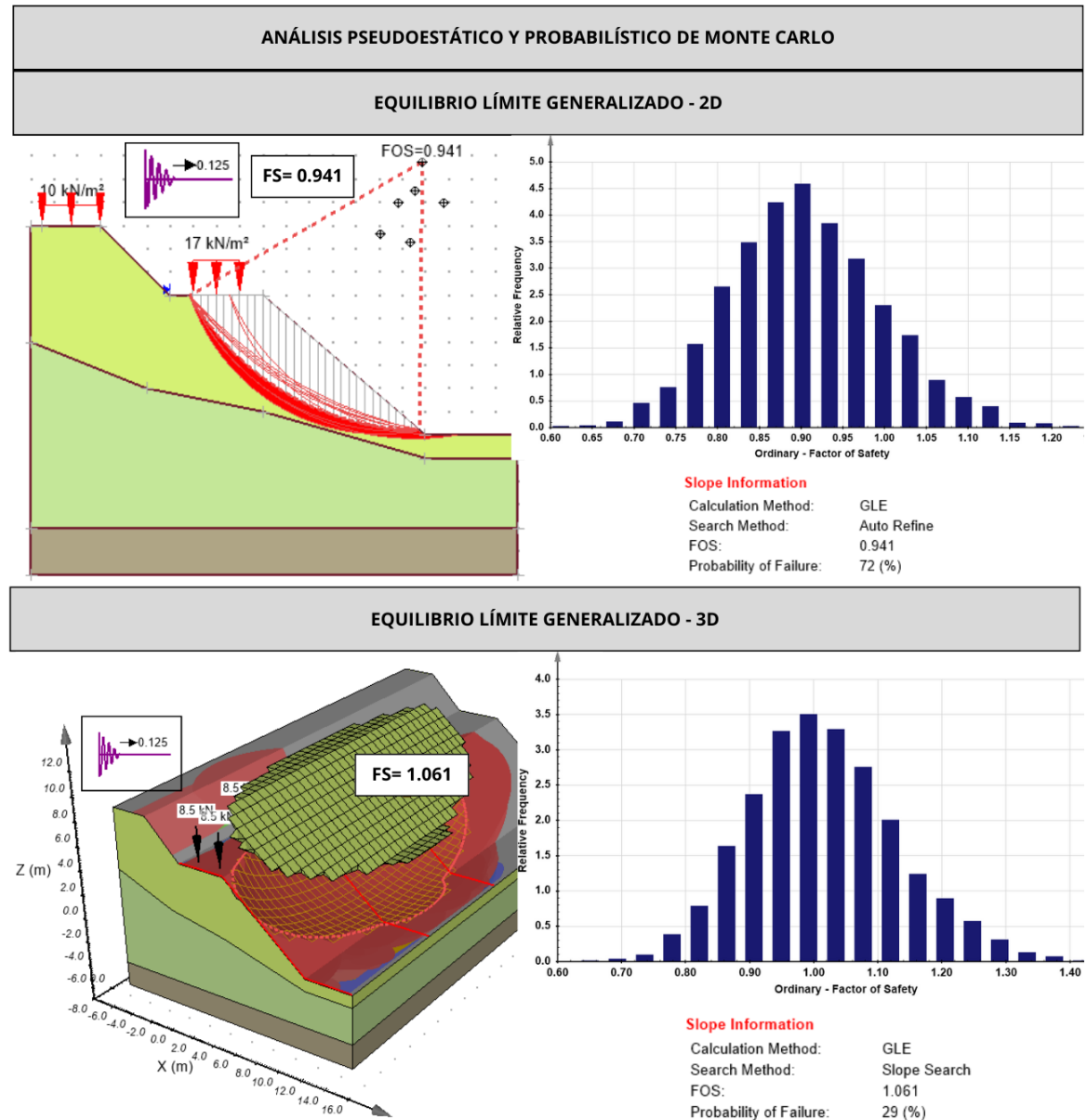
En el caso mencionado, donde el factor de seguridad era 1.139 en condición estática utilizando el método de equilibrio límite generalizado, se aplicó la aceleración pseudoestática junto con un análisis probabilístico de Monte Carlo. Como se muestra en la Figura 63, para el modelado 2D el factor de seguridad disminuye a 0.941 en condición pseudoestática, con una probabilidad de falla del 72 %. Por otro lado, en un modelado 3D bajo la misma condición pseudoestática, el factor de seguridad es de 1.061 y la probabilidad de falla disminuye al 29 %.

Se puede inferir que, para el mismo caso, el modelado 3D presenta un factor de seguridad mayor en comparación con el modelado 2D. Esto se debe a que en el modelado 2D las fuerzas y la aceleración pseudoestática se aplican a un solo plano, mientras que en

el modelado 3D estas fuerzas y aceleración se distribuyen en las tres direcciones espaciales. En cuanto a la probabilidad de falla, en el modelado 3D la probabilidad de falla disminuye en comparación que en el modelado 2D. Esto se debe a que el modelado 2D ofrece una evaluación más conservadora al simplificar las condiciones reales, mientras que el modelado 3D proporciona una representación más detallada y realista del talud.

Figura 63

Métodos de cálculo y análisis probabilístico en modelado 3D.



Nota: Elaboración propia

La Figura 64 presenta los resultados de las evaluaciones de estabilidad de talud de los diferentes métodos de equilibrio límite, en condiciones estáticas como condiciones pseudoestáticas, y en modelos 2D y 3D.

Figura 64

Resultados de evaluación de estabilidad de talud.

CONDICIÓN ESTÁTICA 2D			
PLAXIS LE Slope Stability Solver -- v21.02.00.170 -- [TALUD.TESIS]			
Method	FOS Moment	FOS Force	PF (%)
Ordinary	1.094	-	-
Janbu Simplified	-	1.072	-
GLE	1.139	1.139	-
CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA Y PROBABILÍSTICA 2D			
PLAXIS LE Slope Stability Solver -- v21.02.00.170 -- [TALUD.TESIS]			
Method	FOS Moment	FOS Force	PF (%)
Ordinary	0.900	-	85.333
Janbu Simplified	-	0.869	91.833
GLE	0.941	0.941	72.033
CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA Y PROBABILÍSTICA 3D			
PLAXIS LE Slope Stability Solver -- v21.02.00.170 -- [TALUD.TESIS3D.ULT]			
Method	FOS Moment	FOS Force	PF (%)
Ordinary	1.007	-	47.433
Janbu Simplified	-	0.998	50.433
GLE	1.061	1.061	28.967

Nota: Elaboración propia

4.1.2 Modelamiento por MEF

A diferencia de Plaxis LE, en Plaxis 2D se sigue una secuencia específica para la generación del modelo. Para el modelado por elementos finitos, se seleccionaron parámetros como la deformación plana y se emplearon elementos con 6 y 15 nodos.

Pasos generales para modelado en MEF

Para la construcción de un modelado 2D y 3D de elementos finitos se siguen los siguientes pasos:

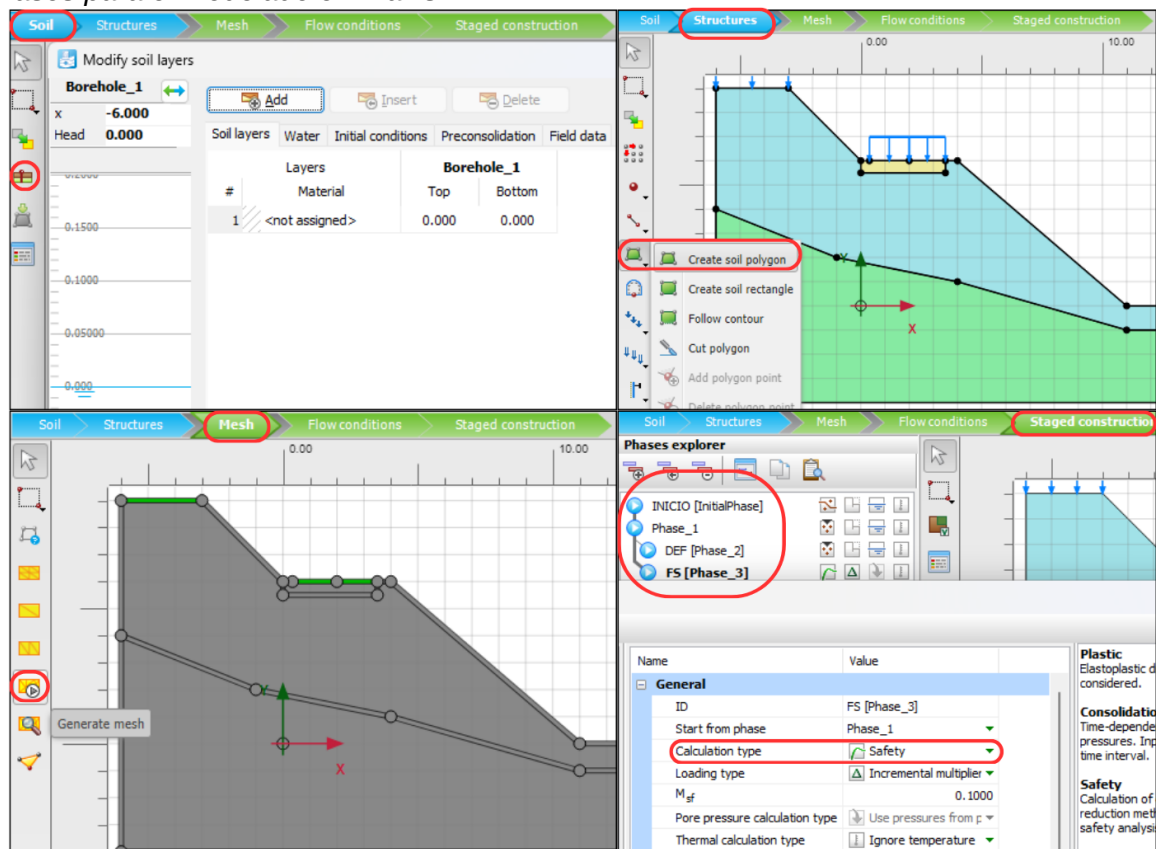
- Se define la estratigrafía del suelo mediante perforaciones o mediante la creación de polígonos, y se asigna las propiedades del suelo.
- Se selecciona el tipo de modelo del material (Mohr-Coulomb) y se introducen las propiedades del suelo, como el ángulo de fricción, cohesión, módulo de Young, coeficiente de Poisson y el peso específico.

- Se crea la malla que divide el dominio en elementos finitos para el análisis.
- Se especifican las condiciones de contorno y las cargas aplicadas al modelo.
- Se configuran los parámetros para el análisis de construcción.
- Se define las fases del proceso constructivo, ajustando el tipo de cálculo y las cargas aplicadas durante cada fase.
- Ejecución e interpretación de resultados.

La Figura 65 muestra los pasos generales para el modelado por el método de elementos finitos.

Figura 65

Pasos para el modelado en Plaxis 2D.



Nota: Elaboración propia.

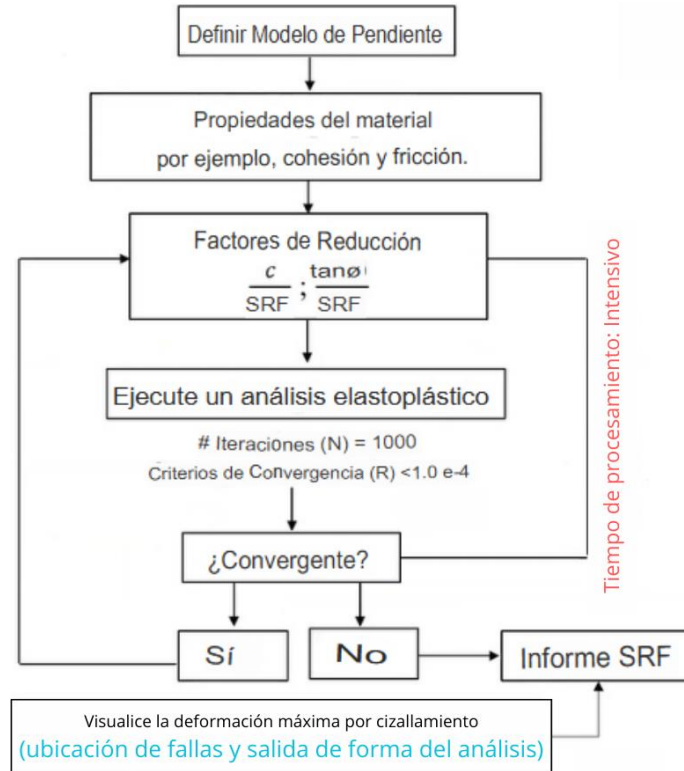
El software de elementos finitos Plaxis 2D incluye, de manera predeterminada, el método de Reducción de Resistencia (SRM). Este método utiliza un factor de reducción llamado Factor de Reducción de Resistencia (SRF), donde los parámetros de resistencia del suelo (cohesión y ángulo de fricción) se reducen progresivamente.

Diagrama de flujo de MEF

Este diagrama de flujo representa de manera visual y esquemática el proceso secuencial de análisis utilizado para la evaluación de la estabilidad de taludes en proyectos de ingeniería.

Figura 66

Diagrama de flujo del método numérico de elemento finito.



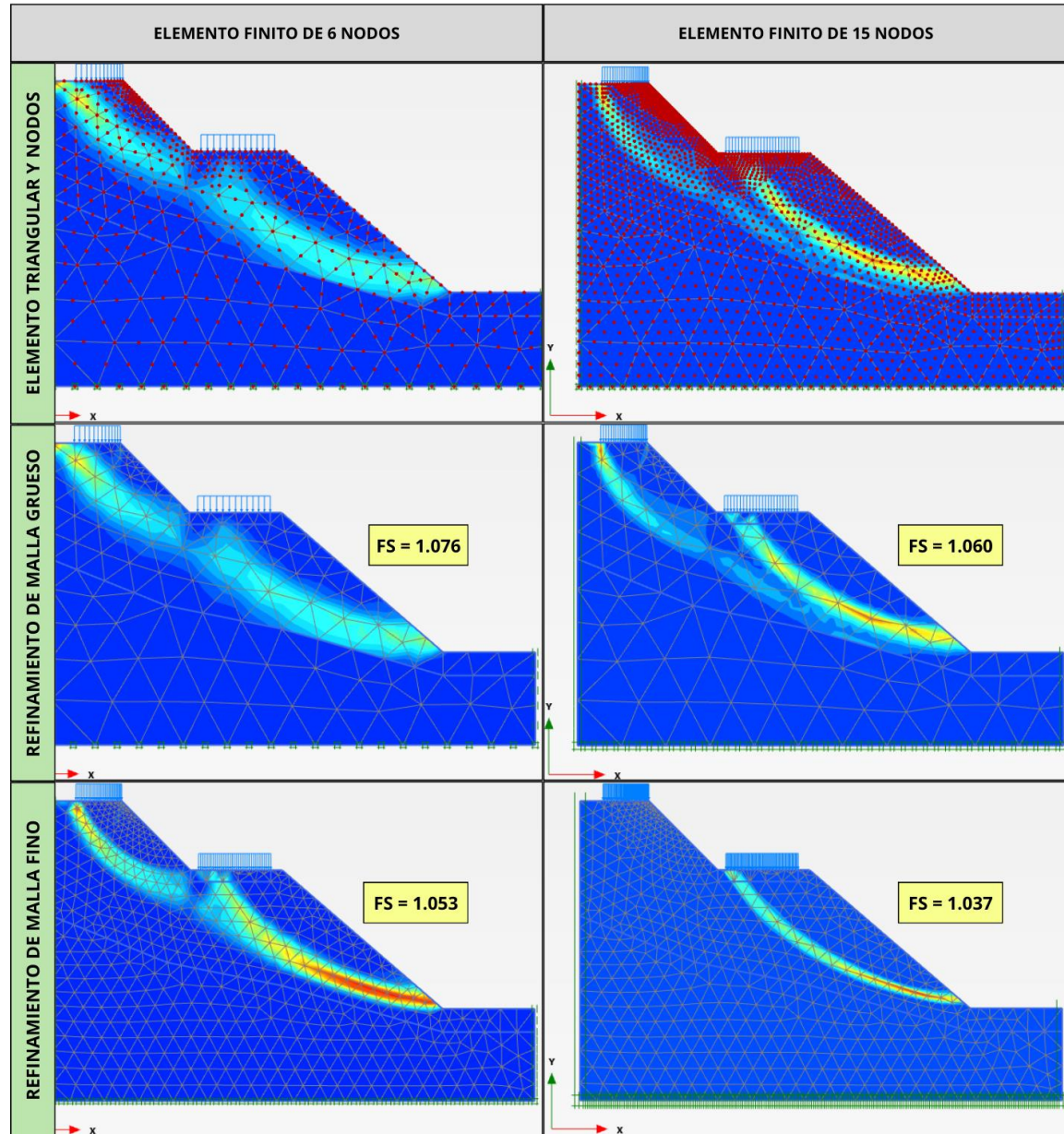
Nota: Modificado de Grupo INSUR “Análisis de estabilidad de taludes en suelos y rocas” (2020).
Youtube. https://www.youtube.com/watch?v=QafqfavRXMo&t=5s&ab_channel=GrupoINSUR.

La Figura 66 muestra el diagrama de flujo del método numérico de elementos finitos. El proceso comienza con la definición del modelo del talud y la especificación de los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción). A estos parámetros se les aplica un factor de reducción, tras lo cual se realiza un análisis elasto-plástico. El análisis se repite durante “n” iteraciones, verificando en cada una si el modelo numérico alcanza la convergencia. Si se alcanza la convergencia, se repite el paso anterior y se continúa reduciendo gradualmente la resistencia del material, lo que significa que se está debilitando el material desde el punto de vista matemático. Este proceso se repite hasta que se produce una “no convergencia”. El factor de reducción que causa la no convergencia se

conoce como el Factor de Reducción de Resistencia (SRF) y se considera el factor de seguridad del modelo. La no convergencia matemática se interpreta como una indicación de inestabilidad física del talud.

Figura 67

Factor de seguridad en diferentes escenarios en elementos finitos.



Nota: Realizado en Plaxis 2D. Elaboración propia.

La Figura 67 ilustra la evaluación del factor de seguridad utilizando el método de elementos finitos en condiciones estáticas para diversos escenarios. En la primera fila, se muestra la malla de elementos triangulares de 6 y 15 nodos, destacando las diferencias en

las densidades de los nodos. Estas diferencias se reflejan en las variaciones del factor de seguridad presentadas en las siguientes filas.

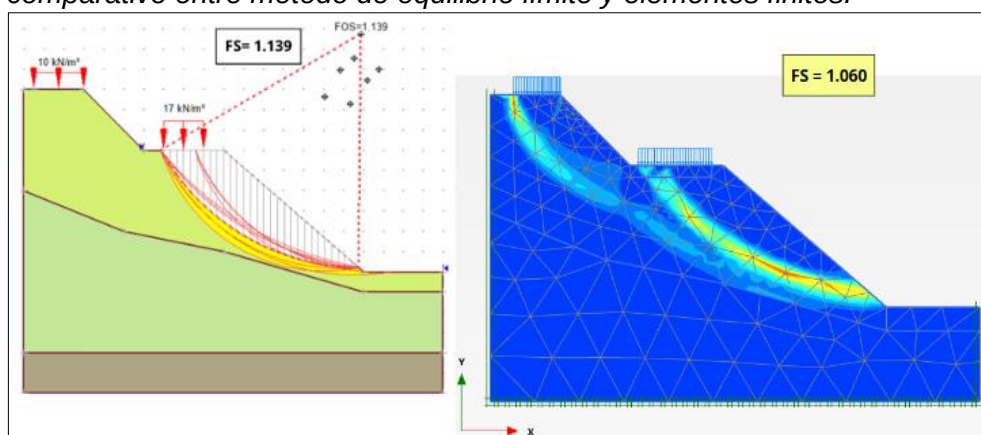
Para una malla con refinamiento grueso con elementos triangulares de 6 nodos, el factor de seguridad es de 1.076 y 1.060 para elementos triangulares de 15 nodos. De manera similar, con un refinamiento de malla más fino, el factor de seguridad desciende a 1.053 para elementos de 6 nodos y a 1.037 para elementos de 15 nodos.

Estos resultados sugieren que, aunque un refinamiento de malla más detallado tiende a reducir el factor de seguridad, también incrementa el tiempo de procesamiento. Además, se observa que, para elementos finitos con diferentes números de nodos, una malla con mayor número de nodos genera un factor de seguridad inferior en comparación con una malla con menor número de nodos.

En conclusión, el refinamiento de la malla y el número de nodos de un elemento finito empleado pueden influir significativamente en el cálculo del factor de seguridad y es crucial balancear la precisión deseada y los recursos computacionales disponibles, considerando los requisitos específicos del proyecto y el nivel de detalle necesario para una evaluación confiable.

Figura 68

Análisis comparativo entre método de equilibrio límite y elementos finitos.



Nota: Elaboración propia.

La figura 68 muestra los resultados del factor de seguridad en un modelo de equilibrio límite (imagen izquierda) y un modelo de elementos finitos (imagen derecha). Se observa que, para el talud estudiado y bajo las mismas condiciones, el factor de seguridad

es menor en el MEF, con un valor de 1.060, en comparación con el MEL que es 1.139. Esta diferencia se debe a que el MEL proporciona un enfoque simplificado, asumiendo que el suelo es completamente homogéneo y se comporta de manera perfectamente plástica, con un comportamiento uniforme y rígido sobre la superficie de falla. Este enfoque puede simplificar demasiado la realidad y, a menudo, resulta en un factor de seguridad más conservador (es decir, más alto).

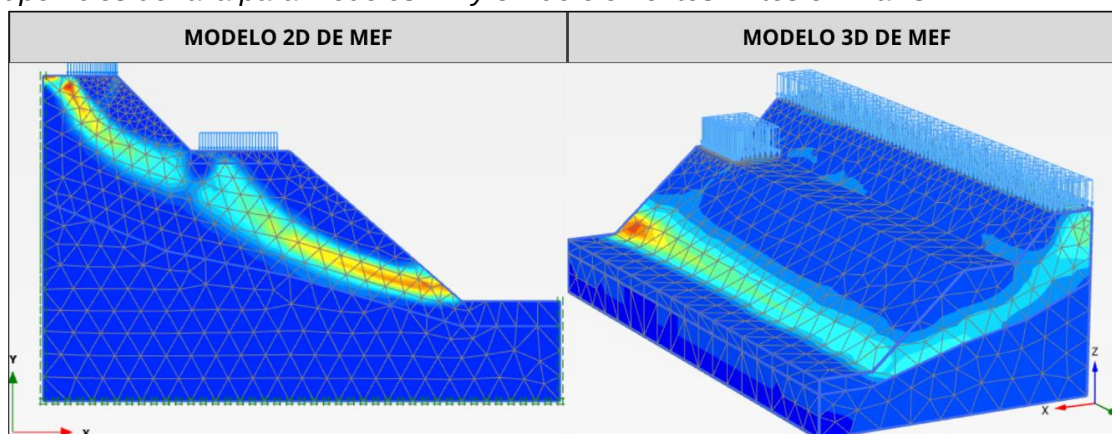
Por otro lado, el MEF considera comportamientos más realistas y complejos del suelo, como el comportamiento elasto-plástico (no lineal), además de considerar deformaciones y distribuciones de tensiones variables, y condiciones de contornos complejas. Esto puede resultar en un FS más preciso, pero generalmente más bajo en comparación con el MEL.

Esta diferencia es clave cuando se necesita un análisis más detallado y adaptado a situaciones complejas en la ingeniería del proyecto. Mientras que el MEL es útil para evaluaciones preliminares rápidas y sencillas, el MEF ofrece una visión más completa y detallada del comportamiento del talud.

Otra diferencia notable es la representación de la superficie de falla: en el MEL, la superficie se comporta como una línea curva idealizada, mientras que, en el MEF, la superficie de rotura está representada por una región siguiendo una poligonal, reflejando una mayor deformación y concentración de esfuerzos en el modelo.

Figura 69

Superficies de falla para modelos 2D y 3D de elementos finitos en Plaxis.



Nota: Elaboración propia.

La figura 69 muestra las posibles superficies de falla en modelos 2D y 3D en Plaxis, utilizando elementos finitos. La diferencia más notable entre estos dos modelos es la forma en que se distribuye espacialmente la superficie de falla.

En el modelo 3D, a lo largo de la superficie de falla, se observa que en un extremo se generan zonas críticas de deformación y tensión debido a cargas externas. En contraste, en el otro extremo, donde no hay cargas externas, no se desarrolla una superficie crítica de deslizamiento.

Esto sugiere que la estabilidad del talud estudiado puede verse comprometida en presencia de factores desencadenantes, como cargas externas (por ejemplo, vehículos), condiciones climáticas (como la precipitación) y cargas sísmicas. Estos factores pueden contribuir significativamente a la inestabilidad del talud, alterando el equilibrio y aumentando el riesgo de deslizamiento.

4.1.3 Propuestas ingenieriles

De acuerdo con las características del talud y el aumento del nivel de agua del río Sivia en temporada de lluvia, provenientes de las partes altas de la zona. Se toman en cuenta las alternativas más viables para prevenir el deslizamiento del talud de la carretera Sivia-Huamanpata y que sirvan como defensa ribereña.

- **Muro de gaviones:** La elección de un muro de gaviones como solución de defensa ribereña y estabilización del talud en la carretera Sivia-Huamanpata se fundamenta en varias consideraciones técnicas y ambientales. Los gaviones son estructuras flexibles y permeables formadas por cestas de alambre rellenas de piedras, que ofrecen una combinación única de estabilidad, durabilidad y compatibilidad ambiental, ideal para este tipo de problemas ingenieriles. A continuación, se justifica la elección.

- Resistencia a la erosión fluvial: La presencia del río Sivia implica una constante exposición del talud a procesos erosivos. Los gaviones, debido a su peso y permeabilidad, pueden disipar la energía del agua y reducir significativamente la erosión en la base del talud, protegiendo así la integridad de la estructura.

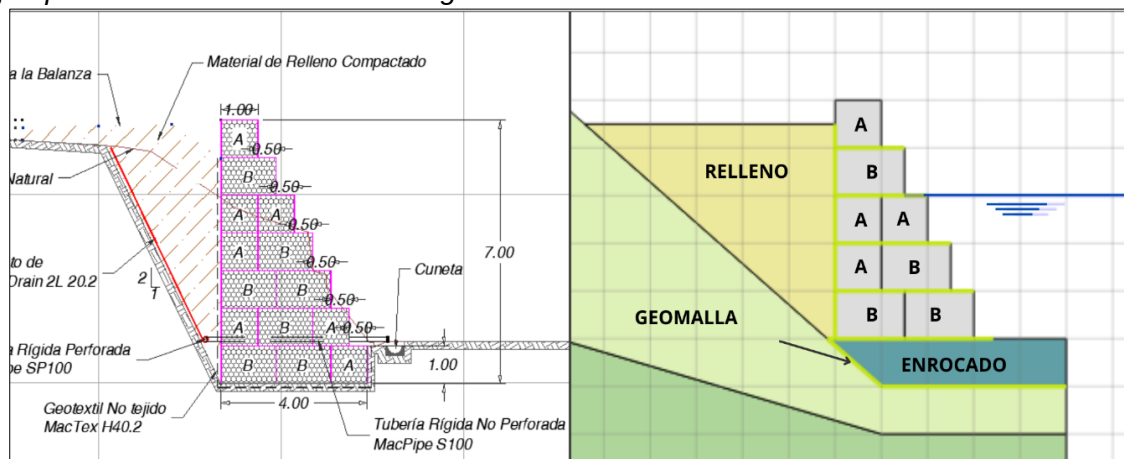
- Manejo de precipitaciones pluviales y permeabilidad: En una región con altas precipitaciones, los gaviones ofrecen una ventaja adicional. Su capacidad para permitir el drenaje del agua de lluvia que se infiltra en el talud ayuda a minimizar la acumulación de agua y, por lo tanto, reduce el riesgo de saturación del suelo, reduce la presión hidrostática detrás del muro y ayuda a prevenir fallas por deslizamiento.

- Flexibilidad estructural: A diferencia de las estructuras rígidas, los gaviones pueden adaptarse a pequeños movimientos del suelo sin perder su capacidad de soporte. Esto es crucial en áreas donde las variaciones en la presión del agua subterránea o los movimientos sísmicos podrían afectar la estabilidad.

- Integración ambiental: Los gaviones se integran de manera natural con el entorno, permitiendo la revegetación y ofreciendo un hábitat para la vida silvestre.

Figura 70

Ejemplo de un sistema de muro de gaviones.



Nota: Modificado de Maccaferri (2024).

La Figura 70 ilustra un ejemplo de la implementación de un sistema de muro de gaviones diseñado para prevenir el deslizamiento del talud, y servir como defensa ribereña. La propuesta incluye la compactación adecuada en la base del talud, seguida de la colocación de geotextil y un enrocado de 1 m de altura. Este enrocado proporciona una base firme y estable sobre la cual se colocarán los gaviones, cuyo diseño dependerá de estudios adicionales.

Para garantizar la estabilidad y efectividad de este sistema, es fundamental realizar estudios adicionales en varias áreas. Estos estudios incluyen: análisis hidráulicos e hidrológicos para comprender el comportamiento del flujo del río y su impacto en el muro, estudios estructurales para asegurar que el diseño de muro soporte las cargas aplicadas, y evaluaciones ambientales para minimizar el impacto ecológico.

La Tabla 26 presenta una estimación del presupuesto para la construcción de un muro de gavión, propuesto como medida ingenieril preventiva ante el deslizamiento del talud.

Tabla 26

Estimación presupuestaria muro de gavión.

DESCRIPCIÓN PARA 60 M DE TRAMO	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
SISTEMA DE PROTECCIÓN CON MURO DE GAVIÓN				
GAVION CAJA 2.70MM 90% Zn+10%Al+POLIMAC				
SUMINISTRO E INSTALACION DE GAVION CAJA TIPO "A" 5.0x1.0x1.0M	Und	48	535.10	25684.8
SUMINISTRO E INSTALACION DE GAVION CAJA TIPO "B" 5.0x1.5x1.0M	Und	48	739.20	35481.6
COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL				
GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 40.1	m ²	480	4.99	2395.2
COLOCACIÓN DE PIEDRAS				
PIEDRA SELECCIONADO DE Ø 8"	m ³	150	60.42	9063
TOTAL				72624.6

Nota: Elaboración propia.

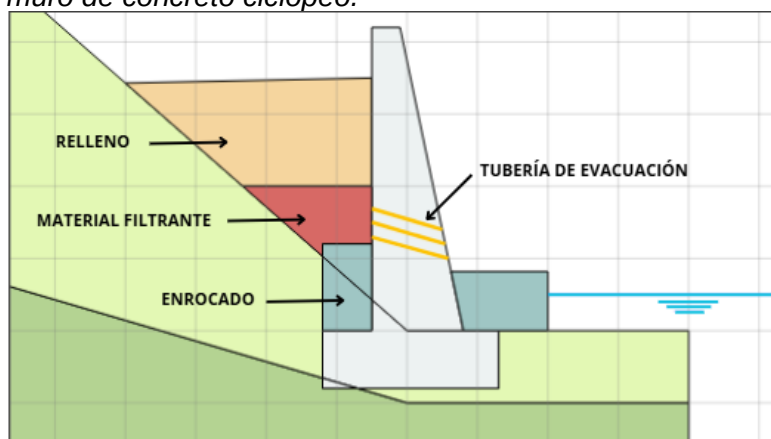
- **Muro de concreto ciclópeo:** En ingeniería geotécnica, el muro de concreto ciclópeo se utiliza para construir muros de contención que estabilizan taludes y previenen deslizamientos. Este tipo de muro combina concreto y piedras grandes, generalmente de tamaño superior a los 20 cm. Estas piedras se colocan en la mezcla durante el vaciado, proporcionando una mayor densidad y resistencia del muro. A continuación, se justifica esta elección.

- Resistencia estructural: El concreto ciclópea combina concreto con piedras de gran tamaño, lo que le confiere una mayor resistencia y estabilidad frente a cargas pesadas y fuerzas externas, como el empuje del talud y la presión del agua del río.

- Control de erosión: El muro de concreto ciclópeo actúa como una barrera física eficaz contra la erosión causada por el flujo de agua, protegiendo el pie del talud de la socavación y el desgaste por el agua de corriente.
- Economía y durabilidad: A menudo es más económico que otros tipos de muros, ya que puede incorporar piedras disponibles localmente, reduciendo costos de material y transporte. Además, el uso de piedras grandes dentro de la mezcla mejora la durabilidad del muro, resistiendo el paso del tiempo con un mantenimiento mínimo.
- Manejo de escorrentía superficial: El diseño del muro puede incluir drenajes internos que permitan el manejo eficiente de la escorrentía pluvial, minimizando la presión del agua sobre la estructura y reduciendo el riesgo de deslizamientos o fallas estructurales.

Figura 71

Propuesta de muro de concreto ciclópeo.



Nota: Elaboración propia.

La Figura 71 ilustra un ejemplo de la implementación de un muro de concreto ciclópeo, que, al igual que en la figura anterior, se propone como una alternativa eficaz para prevenir el deslizamiento del talud y servir como defensa ribereña.

Para asegurar un diseño adecuado, eficaz y garantizar la estabilidad del muro de concreto ciclópeo, es fundamental realizar estudios adicionales, que incluyan estudios hidrológicos e hidráulicos para analizar los caudales, el impacto del flujo de agua y el diseño del sistema de drenaje; un estudio estructural para calcular los esfuerzos, diseñar los refuerzos necesarios y realizar un análisis de estabilidad global; así como un estudio ambiental para evaluar y mitigar cualquier posible impacto ecológico.

La Tabla 27 presenta una estimación del presupuesto para la construcción de un muro de concreto, propuesto como medida ingenieril preventiva ante el deslizamiento del talud.

Tabla 27

Estimación presupuestaria muro de concreto ciclópeo.

DESCRIPCIÓN PARA 60 m DE TRAMO	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
SISTEMA DE PROTECCIÓN CON MURO DE CONCRETO CICLÓPEO				
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
SOLADO PARA ZAPATAS DE 4" DE ESPESOR; MEZCLA 1:12 C-H	m ³	15.24	27.99	426.56
OBRAS DE CONCRETO CICLÓPEO				
ZAPATAS				
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO P/CIMENTACIÓN	m ²	397	32	12704
CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 Kg/cm ²	m ³	60	324	19440
PANTALLAS				
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO P/MURO DE CONTENCIÓN	m ²	428	27.8	11898.4
CONCRETO EN PANTALLA F'C=210 Kg/cm ²	m ³	107.2	324	34700.4
JUNTA DE CONSTRUCCION CON TECNOPOR	m ²	42.84	38.7	1657.9
OBRAS DE DRENAJE				
DRENAJE EN MURO DE CONTENCIÓN	m	115.2	12.1	1393.92
COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL				
GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 54.1	m ²	174	5.2	904.8
COLOCACIÓN DE PIEDRAS				
PIEDRA SELECCIONADO DE Ø 8"	m ³	167.2	60.42	10102.2
TOTAL				92323.38

Nota: Elaboración propia

Conclusiones

El talud estudiado está ubicado en la carretera Sivia-Huamanpata, a 1 km del poblado de Sivia, en el margen izquierdo del río Apurímac, perteneciente al distrito de Sivia, provincia de Huanta, región Ayacucho.

Se evaluó la estabilidad del talud de la carretera Sivia-Huamanpata utilizando el factor de seguridad (FS) bajo condiciones estáticas, obteniendo valores que oscilan entre 1.139 y 1.060 en distintos escenarios. Estos resultados sugieren que el talud es marginalmente estable en las condiciones actuales, situándose cerca del límite de seguridad aceptable. Además, se determinó que factores desencadenantes, como las precipitaciones y la acción sísmica, incrementarían la probabilidad de deslizamiento del talud.

La geología de la zona de estudio corresponde a un depósito fluvial-aluvial, compuesto por sedimentos de arenas, limos, arcillas y conglomerado polimíctico de clastos soportado como matriz soportada. Este depósito se extiende hasta la desembocadura del río Apurímac. El talud de la carretera analizada está formado por un suelo residual de arcilla con arena y limos. Subyacente a esta capa, se observa una alternancia de rocas sedimentarias, que probablemente pertenecen al Grupo Cabanillas.

Se utilizó dos enfoques para el modelado geológico-geotécnico: el método analítico de equilibrio límite y el método numérico de elementos finitos. El análisis numérico de elementos finitos, realizado con Plaxis 2D, permitió modelar de manera detallada el comportamiento del talud, considerando los parámetros elásticos. Este análisis corroboró los resultados obtenidos con el método de equilibrio límite, identificando áreas críticas donde la deformación podría alcanzar niveles preocupantes bajo condiciones de carga extrema, como eventos sísmicos o lluvias intensas.

Se concluye que los sistemas de muro de concreto ciclópeo y de gaviones son las opciones más efectivas para prevenir deslizamientos y como defensa riberena durante las temporadas de lluvias.

Recomendaciones

Se recomienda reforzar el talud mediante el sistema de muro de contención de gaviones con el uso de geotextiles, o alternativamente, muros de concreto ciclópeo. Estas medidas ayudarán a mejorar la seguridad del talud, especialmente bajo condiciones de carga extrema, como lluvias intensas o eventos sísmicos.

Asimismo, se sugiere diseñar un sistema de drenaje profundo y superficial en los sectores más débiles de la carretera Sivia-Huamanpata, incluyendo zanjas de coronación, drenes subterráneos y canaletas de desvío para reducir la infiltración de agua. Además, la construcción de andenes ayudaría a mejorar la estabilidad del talud.

Si bien se han realizados ensayos preliminares, como el corte directo para determinar la cohesión y el ángulo de fricción, junto con la obtención del módulo de Young y el coeficiente de Poisson a partir de ensayos de refracción sísmica y MASW, ofrecen un primer acercamiento a las propiedades del suelo. Sin embargo, es importante no mezclar los parámetros obtenidos por correlaciones indirectas con aquellos obtenidos mediante ensayos de laboratorio, ya que los ensayos geofísicos proporcionan estimaciones aproximadas de los parámetros elásticos, mientras que los ensayos de laboratorio ofrecen datos más precisos sobre las propiedades mecánicas del suelo.

Para obtener una evaluación más completa y precisa, se recomienda realizar pruebas adicionales, como los ensayos triaxiales, que permitirán una mejor determinación de la resistencia al corte y la deformabilidad del suelo. Asimismo, las pruebas de consolidación y permeabilidad ayudarán a comprender con mayor detalle el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga y saturación, lo que fortalecerá los datos necesarios para la etapa de diseño, asegurando la seguridad y eficacia del proyecto en diversos escenarios operativos.

Referencias bibliográficas

- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., & Boyce, G. (1994). *Advanced technology for soil slope stability: Volume I Slope stability manual*. National Technical Information Service.
- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., & Boyce, G. (2001). *Slope stability and stabilization methods* (2.^a ed.). John Wiley & Sons Inc.
- Alba, J. (2019). Soluciones geotécnicas en estabilización de taludes. En *1.º Congreso Nacional de Carreteras*. Lima, Perú.
- Aniya, R., y Fidel, L. (2002). Metodología para la evaluación de taludes en obras de ingeniería. En *XI Congreso Peruano de Geología*. Lima, Perú.
- Arabpour, M., Momeni, M. & Zangenehmadar, Z. (2018). Prediction of standard penetration test N-value from dynamic probing light N-value using ANFIS and multiple regression models. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 12(5), 482-490.
- ASTM International. (2008). *Standard test method for density and unit weight of soil in place by sand-cone method* (ASTM D1556-08). ASTM International.
- ASTM International. (2011). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)* (ASTM D2487-11). ASTM International.
- ASTM International. (2011). *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions* (ASTM D3080-11). ASTM International.
- ASTM International. (2007). *Standard test method for particle-size analysis of soils* (ASTM D422-07). ASTM International.
- ASTM International. (2005). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils* (ASTM D4318-05). ASTM International.
- ASTMD International. (2000). *Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation* (ASTM D5777-00). ASTM International.

- Bentley Systems. (2024). *PLAXIS 2D 2024.2: Scientific manual* [Manual técnico]. Bentley Systems.
- Bhattacharya, G., Jana, D., Ojha, S., & Chakraborty, S. (2003). Direct search for minimum reliability index of earth slopes. *Computers and Geotechnics*, 30(6), 455-462.
- Bojorque, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *Maskana*, 2(2), 1-16.
- Braja, M. (2010). *Principles of geotechnical engineering*, (7.^a ed.). Cengage Learning.
- Carlotto, V., Acosta, H., Mamani, M., Cerpa L., Rodriguez R., Jaimes F., Navarro P., Cueva E., y Chacaltana, C. (2010). Los dominios geotectónicos del territorio peruano. En *XV Congreso Peruano de Geología*. Cusco, Perú.
- Crozier, M. (1986). *Landslides: Causes, consequences, and environment*. Croom Helm.
- Cruden, D., & Varnes, D. (1996). Landslide types and processes. En K. Turner & R. Schuster (Eds.), *Landslides investigation and mitigation* (pp. 36-71). Transportation Research Board.
- Dorairaj, D., & Osman, N. (2021). Present practices and emerging opportunities in bioengineering for slope stabilization in Malaysia: An overview. *PeerJ* 9, e10477.
- Duncan, J., Wright, S., & Brandon, T. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons Inc.
- Duncan, W., & Christopher, M. (2005). *Rock slope engineering civil and mining*. (4.^a ed.). Spon Press.
- Froude, M., & Petley, D. (2018). Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18(8), 2161-2181.
- González, L., Ferrer, M., Ortuño, L., y Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Education.
- Gurruchaga, D., & Viscarra, F. (2020). Slope stability analysis by finite elements: A case study in La Paz-Bolivia. *Investigación & Desarrollo*.
- Hack, R. (2000). Geophysics for slope stability. *Surveys in Geophysics*, 21(4), 423-448.

- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering* (Revised 2.^a ed.). The Institution of Mining and Metallurgy.
- Hunt, R., & Deschamps, R. (2002). Stability of slopes. En W. Chen & J. Liew (Eds.), *The civil engineering handbook* (2.^a ed., cap 21). CRC Press.
- Hutchinson, J. (1988). General report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. En *Landslides: Proceedings of the Seventh International Conference and Field Workshop on Landslides* (pp.3-35).
- ICGC. (2014). *Sísmica activa*. ICGC.
- IGME. (1991). *Manual de ingeniería de taludes*. IGME.
- INDECI. (2022). *Compendio estadístico, gestión reactiva*.
- INGEMMET. (2019). *Evaluación de peligros geológicos ocasionados por lluvias intensas en los sectores: Sivia y Tutumbaru, del distrito de Sivia* (Informe Técnico N.º A6907). Dirección de Geología Ambiental y Riesgo Geológico.
- INGEMMET. (2021). *Los peligros geológicos en Perú*. Sector Energía y Minas.
- International Code Council. (2018). *International building code*. International Codes.
- Juárez, B., & Rico, R. (2005) *Mecánica de suelos. Fundamentos de la mecánica de suelos*. Limusa.
- Kumar, R., John, A., Thomas, S., Koshy, K., & Vasudevan, A. (2022). Slope stability analysis of landside susceptibility areas: A study in the western Ghats, Kerala. En *Indian Geotechnical Conference*. Kochi, India.
- López, M. (2020). *Modelamiento y análisis geológico-geotécnico para la prevención de un deslizamiento en la carretera Jaén-Cutervo, región Cajamarca* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Maccaferri. (2024). *Detalles de muros de gaviones para rellenos controlados*. AutoCAD.
- Matthews, C., Farook, Z., & Helm, P. (2014). Slope stability analysis-limit equilibrium or the finite element method. *Ground Engineering*, 48(5), 22-28.
- Mendoza, J. (2016). *Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].

- Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC). (2006). *MTC E 104 conservación y transporte de muestras de suelos*. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC). (2000). *MTC E 117: Ensayo para determinar la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el método del cono de arena*. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS). (2018). *Norma técnica E.030, Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Núñez, S. (2011). *Peligro de erosión fluvial, inundaciones y huaicos en el sector Sivia* (Informe Técnico N.º A6449). Dirección de Geología Ambiental y Riesgo Geológico. INGEMMET.
- Oros, L. (2018). Estudio geológico-geotécnico para la estabilidad de taludes en el Departamento de Potosí-Bolivia. *Revista Ingeniería*, 2(3), 85-96.
- Park Seismic (2024). *Major types of seismic waves based on propagation characteristics*. Recuperado de <https://www.parkseismic.com/whatisseismicsurvey/>
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*. Thomas Telford.
- Quintana, I. (2011). *Geomorfología, informe temático. Proyecto mesozonificación ecológica y económica para el desarrollo sostenible del Valle del río Apurímac-VRA*. Iquitos, Perú.
- Reyes, Y. (2019). *Análisis de estabilidad de taludes aplicando diferentes técnicas de revegetalización* [Tesis de maestría, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia].
- Rivera, M., Piedra, R., y Paripanca, Y. (2016). Ensayos geofísicos de refracción sísmica y de medición de ondas de corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificación. *Civilizate*.

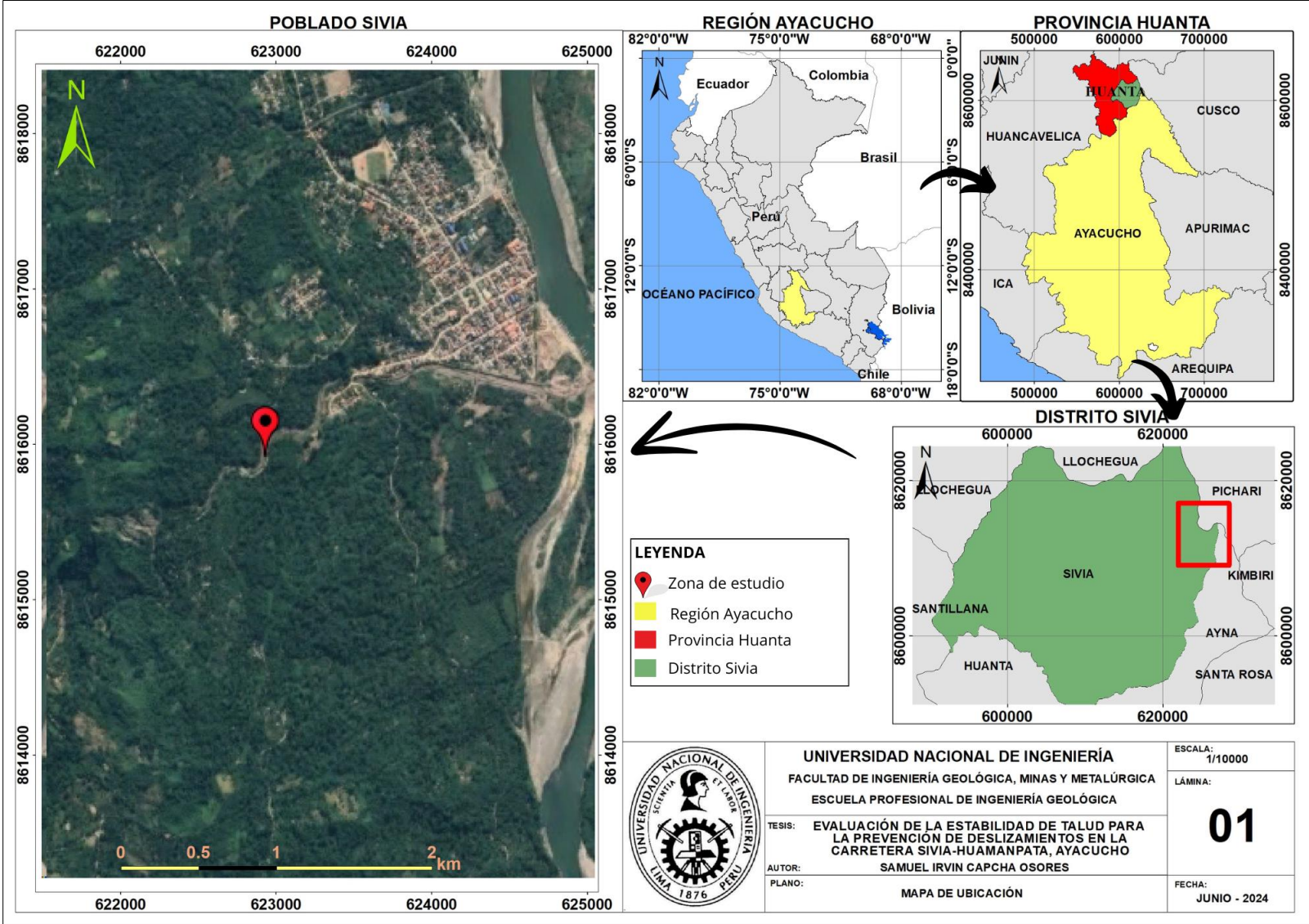
- Robertson, P. (2012). Interpretation of in-situ tests-some insights. En *5th JK Mitchell Lecture. 4th International Conference on Site Characterization ISC-4*. Porto de Galinhas, Pernambuco, Brazil.
- Sahadewa, A., Zekkos, D., & Woods, R. (2012). Observations from the Implementation of a combined active and passive surface wave based methodology. En *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering* (pp. 2786-2795).
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis geotécnico*. Erosión.
- Tang, W., Yucemen, M., & Ang, A. (1976). Probability-based short-term design of soil slope. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), 201-215.
- Terzaghi, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils. En *Proc. IICSMFE* (Vol. I, pp. 54-56).
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice* (3.^a ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- Topal, T., & Akin, M. (2009). Geotechnical assessment of a landslide along a natural gas pipeline for possible remediations (Karacabey-Turkey). *Environmental Earth Sciences*, 57(3), 611-620.
- USACE. (2003). *Slope Stability*. Engineering Manual.
- Valencia, M., Chero, R., y Chávez, C. (2021). *Geología del cuadrángulo de San Francisco (hojas 26o1, 26o2, 26o3, 26o4)*. INGEMMET, Boletín, Serie L: Actualización Carta Geológica Nacional (Escala 1:50 000), 20, 97 p, 4 mapas.
- Valiente, R., Sobrecases, S., y Días, A. (2015). Estabilidad de taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Civilizate*, 7, 50-54.
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. En *Landslides: Analysis and Control* (pp. 11-33). National Academy of Sciences.
- Vílchez, M., Ochoa, M., y Pari, W. (2019). Peligro geológico en la región Ayacucho. INGEMMET, Boletín, Serie C: Geodinámica e Ingeniería Geológica, 70, 232 p., 9 mapas.

Zienkiewicz, O., Taylor, R., & Zhu, J. (2005). *The finite element methods: Its basis and fundamentals*, (6.^a ed.). Elsevier.

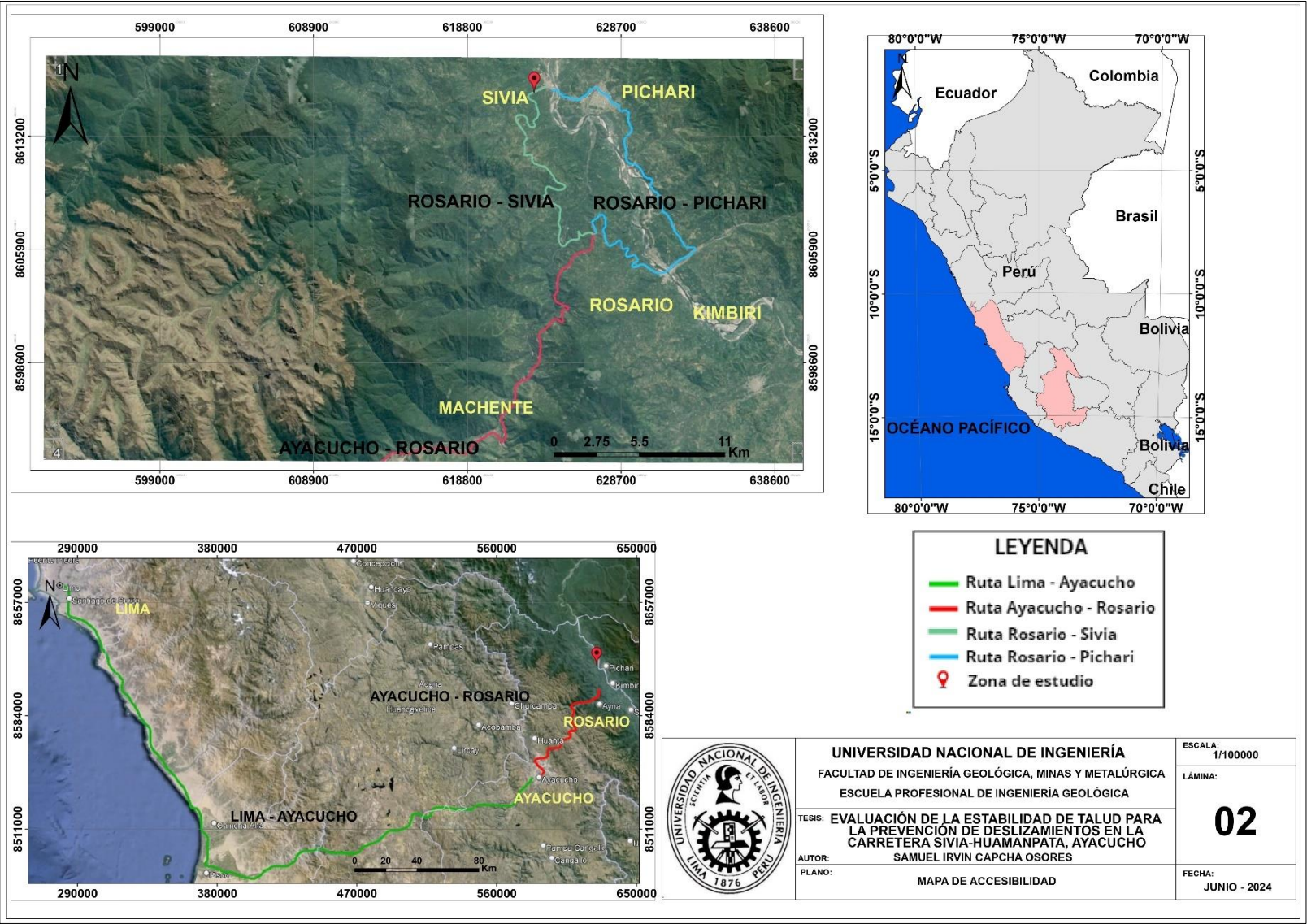
Anexos

	Pág.
Anexo 1 : Mapa de ubicación.....	1
Anexo 2 : Mapa de accesibilidad.	2
Anexo 3 : Mapa geomorfológico.	3
Anexo 4 : Plano topográfico de calicatas.	4
Anexo 5 : Ensayo de refracción sísmica.	5
Anexo 6 : Ensayo MASW	6
Anexo 7 : Ensayo de límites de Atterberg.	7
Anexo 8 : Análisis granulométrico.....	8
Anexo 9 : Densidad in situ – cono de arena.....	9
Anexo 10: Ensayo de corte directo E1.....	10
Anexo 11: Ensayo de corte directo E2.....	12

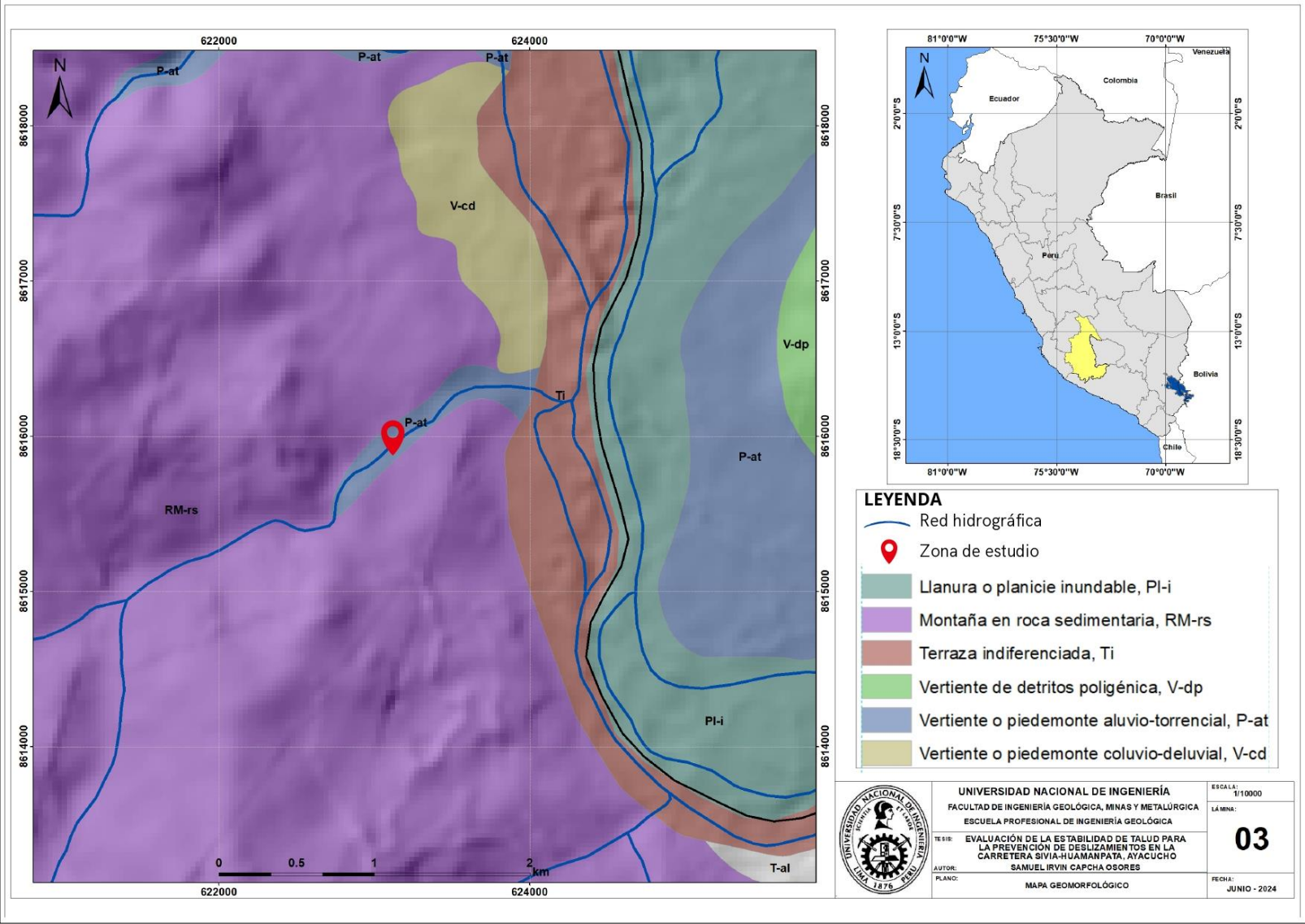
Anexo 1 Mapa de ubicación.



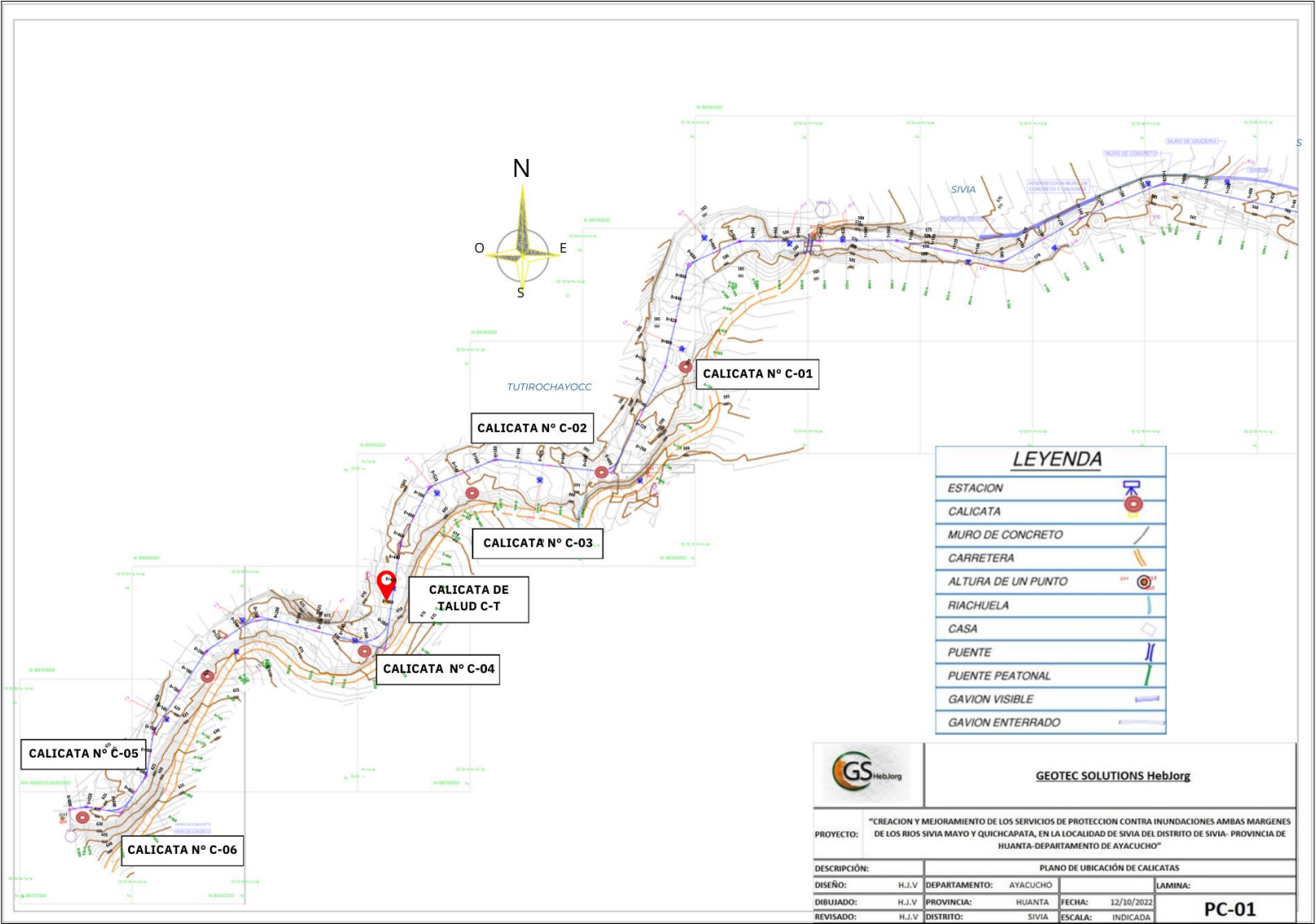
Anexo 2 Mapa de accesibilidad.



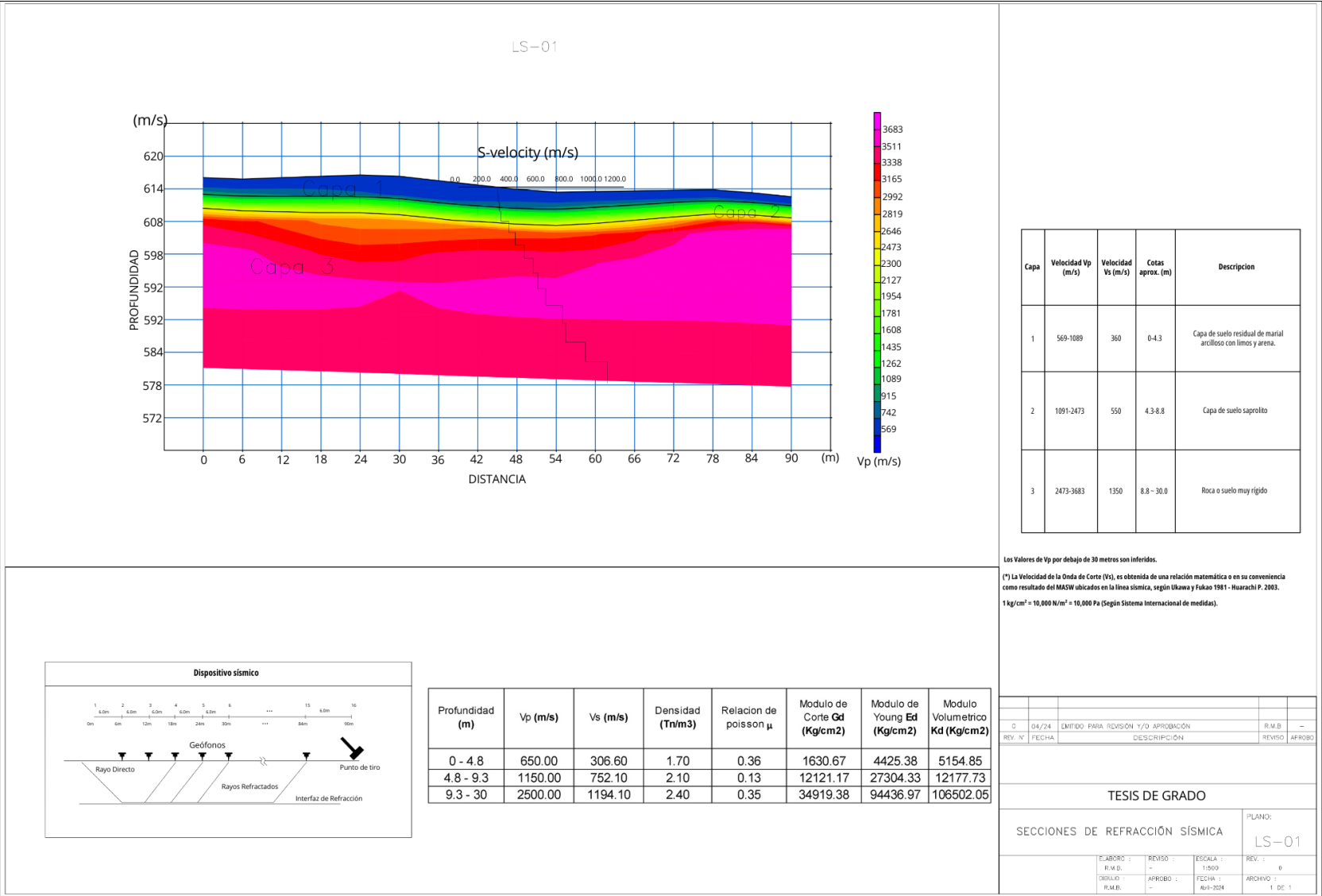
Anexo 3 Mapa geomorfológico.



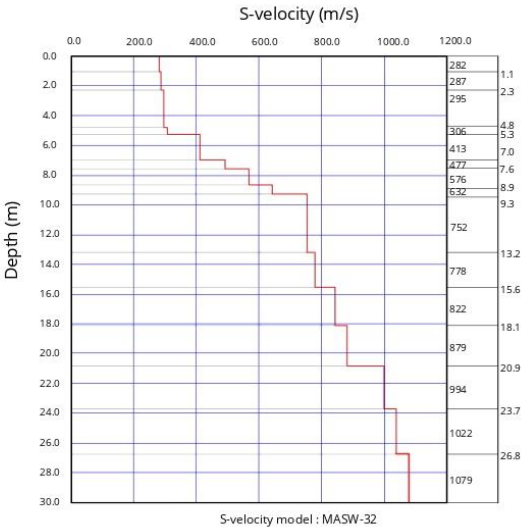
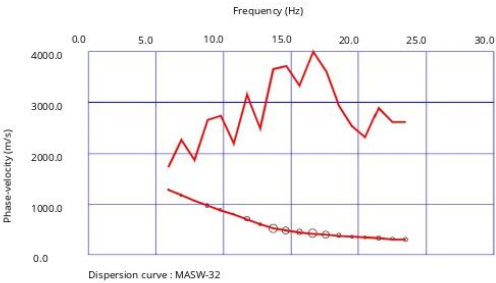
Anexo 4 Plano topográfico de calicatas.



Anexo 5 Ensayo de refracción sísmica.



Anexo 6 Ensayo MASW



Average Vs 30m = 616.6 m/s

Clasificación Sísmica NTP E-030-2016		
Tipo de Suelo	Vs30 (m/s)*	Denominación
S0	Vs>1500	Roca Dura
S1	500<Vs<1500	Suelo muy rígido
S2	180<Vs<500	Suelo Intermedio
S3	Vs<180	Suelo blando

Tipo de Suelo Ref. - R. Dobry	
Blue	Suelo Suelto Blando
Green	Suelo Rígido
Yellow	Suelo Muy Denso o Roca Blanda
Red	Suelo muy Rígido / Roca

Clasificación Sísmica IBC - 2012			
Tipo de Suelo	Denominación del Suelo	Velocidad de Ondas de Corte Vs30(m/s)	Resistencia a la Penetración Estándar SPT (N)*
A	Roca muy Dura	Vs>1500	N/A
B	Roca o suelo muy rígido	760<Vs<1500	N/A
C	Suelo muy denso o Roca Blanda	360<Vs<760	N50
D	Blanda	180<Vs<360	15<N<50
E	Suelo Rígido	Vs<180	N<15
F	Suelo Blando		

NTP E-030	
Vs 30 m.	616.6
Tipo de Suelo	S1 Suelo muy rígido

IBC - 2012	
Vs 30 m.	616.6
Tipo de Suelo	C - Suelo muy denso o Roca blanda



Profundidad	Vs (m/s)	Clasificación IBC 2012
0.0	282.4	Suelo rígido
1.1	287.4	
2.3	265.4	
4.8	306.6	
5.3	413.4	Suelo muy denso o roca blanda
7.0	477.2	
7.6	576.4	
8.9	632.7	
9.3	752.1	Roca o suelo muy rígido
13.2	778.0	
15.6	822.2	
18.1	879.7	
20.9	994.4	
23.7	1022.2	
26.8	1079.7	
30.0	1194.4	
Vs30	616.6 m/s	

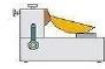
0	04/24	EMITIDO PARA REVISIÓN Y/O APROBACIÓN	R.M.B.		—
REV. N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	REVISOR	APROBADO	
TESIS DE GRADO					
SECCIONES DE MASW				PLANO:	
				MASW—01	
ELABORADO :	REVISOR :	ESCALA :	REV. :		
R.M.B.	—	1:500	0		
DIBUJADO :	APROBADO :	FECHA :	ARCHIVO :		
R.M.B.	—	Rev-2024	1 DE 1		

Anexo 7 Ensayo de límites de Atterberg.



WRQ Ingenieros SAC

AREA DE LABORATORIO DE GEOTECNIA Y CONCRETO



Proyecto	"EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"		
Solicitantes	: SAMUEL CAPCHA OSORES	Región	: AYACUCHO
Calicata	: C-T		
Estrato	: E-1		
Fecha	: ENERO DEL 2024	Lugar	: C.P. LIBERTAD

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD (ASTM D-4318, MTC E 111-2000)

DEFINICIONES : El Limite Plástico de un suelo es el contenido de humedad expresado en % del suelo secado en horno, cuando esta se haya entre limite del estado semisolido y el estado plástico.

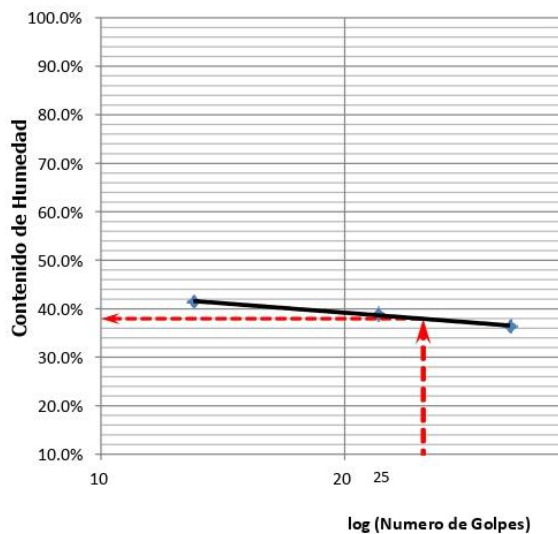
	RECIPIENTE	Nº	2.0	11.0	15.0
1	PESO SUELO HUMEDO+RECIPIENTE	gr	25.89	33.04	28.89
2	PESO SUELO SECO+RECIPIENTE	gr	25.05	32.07	28.0
3	PESO RECIPIENTE	gr	21.21	27.76	24.0
4	PESO AGUA (1)-(2)	gr	0.84	0.97	0.89
5	PESO SECO (2)-(4)	gr	3.84	4.31	4.0
6	HUMEDAD	%	22.0%	22.6	22.3%
LIMITE PLASTICO		%	22.3%		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO DE LOS SUELOS (ASTM D-4318, MTC E 110-2000)

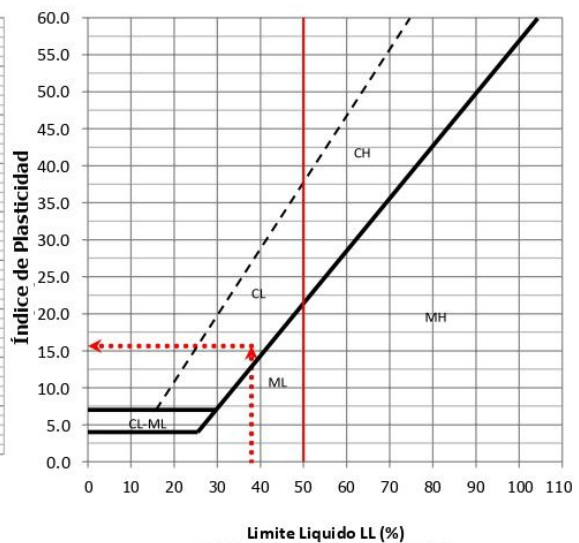
DEFINICIONES : El limite liquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en % del suelo secado en horno, cuando esta se haya entre limite del estado plástico y el estado líquido

	RECIPIENTE	Nº	3.0	21.0	12.0
1	PESO SUELO HUMEDO+RECIPIENTE	gr	32.9	23.7	21.6
2	PESO SUELO SECO+RECIPIENTE	gr	31.5	22.0	20.3
3	PESO RECIPIENTE	gr	28.0	17.5	16.6
4	PESO AGUA (1)-(2)	gr	1.45	1.74	1.34
5	PESO SECO (2)-(4)	gr	3.50	4.46	3.69
6	HUMEDAD	%	41.5%	38.9%	36.4%
7	NUMERO DE GOLPES	Nº	13.00	22.00	32.00
LIMITE LIQUIDO		%	37.9%		

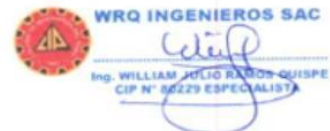
INDICE PLASTICO (%) IP=LL-IP= 15.6%



CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

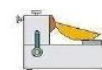


Anexo 8 Análisis granulométrico.



WRQ Ingenieros SAC

AREA DE LABORATORIO DE GEOTECNIA Y CONCRETO



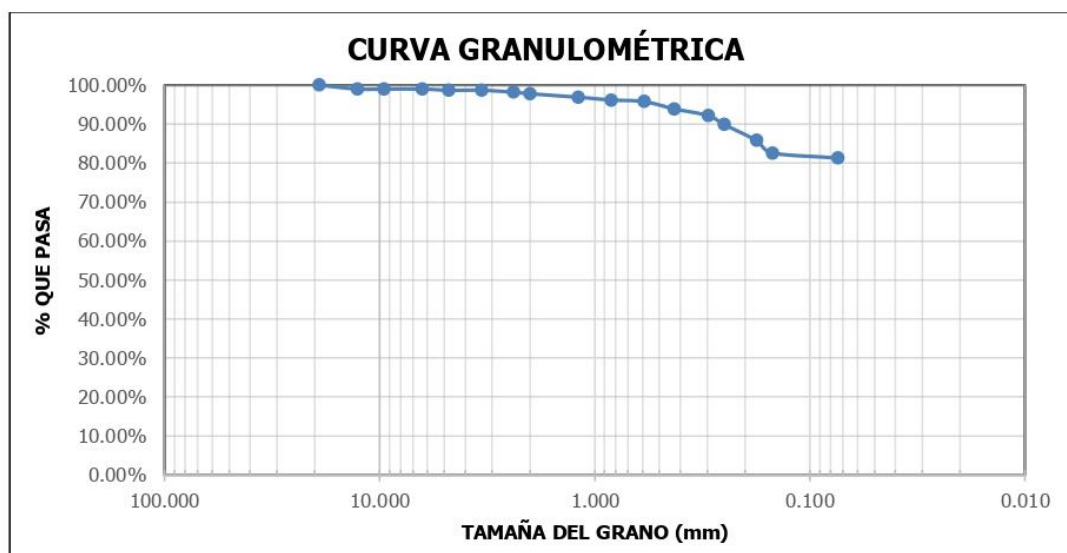
ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

Proyecto "EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"

Solicitante	: SAMUEL CAPCHA OSORES	Dep.	: AYACUCHO
Descripción	: C-1	Provincia	: HUANTA
Estrato	: E-1	Distrito	: SIVIA
Fecha	: ENERO DEL 2024	Lugar	: C.P. LIBERTAD

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	3"	76.200	0	-	100.0	PESOS (gr)
	2 1/2"	63.500	0	-	100.0	Peso seco inicial
	2"	50.800	0	-	100.0	Peso seco lavado
	1 1/2"	38.100	0	-	100.0	Pérdida por lavado
	1"	25.400	0	-	100.0	
	3/4"	19.050	0	-	100.0	ENSAYOS ESTÁNDAR
	1/2"	12.700	19.3	1.0	99.0	% Grava
	3/8"	9.525	0	0	99.0	% Grava gruesa
	1/4"	6.350	0	0	99.0	% Grava fina
	Nº 4	4.760	5.8	0.3	98.7	% Arena
	Nº 6	3.360	0	0	98.7	% Arena gruesa
	Nº 8	2.380	9.7	0.5	98.2	% Arena media
	Nº 10	2.000	7.8	0.4	97.8	% Arena fina
	Nº 16	1.190	17.4	0.9	96.9	% de Finos
	Nº 20	0.840	13.5	0.7	96.2	
	Nº 30	0.590	7.7	0.4	95.8	$U_{10} = U_{e(mm)} =$
	Nº 40	0.426	36.8	1.9	93.9	$U_{30(mm)} =$
	Nº 50	0.297	32.9	1.7	92.2	$U_{60(mm)} =$
	Nº 60	0.250	44.6	2.3	89.9	Cu =
	Nº 80	0.177	79.4	4.1	85.8	Cc =
	Nº 100	0.149	62.0	3.2	82.6	CLASIFICACION
	Nº 200	0.074	25.2	1.3	81.3	AASHTO
	Fondo	1575.9	81.3	100.0		A-6 (16)
	Lavado	133.6				Clasificación SUCS
	TOTAL	1938.3				CL
						ARCILLA CON ARENA



WRQ INGENIEROS SAC
 Ing. WILLIAM JOLIO RAMOS QUISEP
 CIP N° 86229 ESPECIALIST

Anexo 9 Densidad in situ – cono de arena

		WRQ INGENIEROS SAC LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO					
DENSIDAD INSITU POR EL METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D-1556, MTC E 117-2000)							
PROYECTO:		"EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"					
SOLICITANTE		: SAMUEL CAPCHA OSORES			REGION		AYACUCHO
ESTRATO		I y II			PROVINCIA		HUANTA
CÓDIGO		D-1			DISTRITO		SIVIA
FECHA		MAYO DEL 2024			LUGAR		C.P. LIBERTAD
1.- MUESTRA					2.- PERSONAL		
MATERIAL		MATERIAL DE PRÉSTAMO			ÁREA MUESTREADA		OPERADOR : M.S.R
					250m ²		ASISTENTE : W.A.J
3.- DATOS PRELIMINARES							
IT	DESCRIPCION	UN	DATO	ENSAYO			
1	Densidad de la arena (min. 3 medidas)	gr/cm ³	1.41	FOR. GOP	Se utilizó arena del río warwamayo calibrado		
2	Peso arena en cono (min. 3 medidas)	gr	1686.33	FOR. GOP			
3	Peso específico de la grava	gr/cm ³	2.65	MTC E 206			
4	Optimo contenido de humedad	%	9.45	MTC E 115			
5	Máxima densidad seca en laboratorio	gr/cm ³	1.95	MTC E 115			
6	grado de compactación requerida	%	95.00	MTC E 115			
4.- DENSIDAD HÚMEDA							
IT	ubicación		1RA CAPA	2DA CAPA			
	Determinación	Nº	1.0	2.0			
7	peso de la muestra de suelo húmedo	gr	3,930.0	4,100.0			
8	Peso retenido en la malla #3/4	gr	0.0	0.0			
9	Peso de la muestra húmeda de control	gr	3,930.0	4,100.0			
10	Peso del equipo antes de empezar el ensayo	g	7,910.0	7,930.0			
11	peso del equipo con arena remanente	gr	3,125.0	3,185.0			
12	volumen del hoyo de ensayo	cm ³	2,197.6	2,169.3			
13	volumen de la muestra retenida en la malla #3/4	gr	0.0	0.0			
14	volumen de la muestra de control	cm ³	2,197.6	2,169.3			
15	Densidad Húmeda de la muestra de control	gr/cm ³	1.79	1.89			
5.- CONTENIDO DE HUMEDAD							
16	recipiente	Nº	4	8			
17	Peso de cápsula + suelo húmedo	gr	38.9	54.2			
18	Peso de cápsula + suelo seco	gr	32.6	47.0			
19	peso del recipiente	gr	25.3	18.1			
20	Peso de agua	gr	6.4	7.3			
21	Peso de suelo seco	gr	28.6	39.0			
22	Contenido de humedad	%	22.3	18.6			
6.- RESULTADOS							
23	Densidad seca campo	gr/cm ³	1.46	1.59			
24	Densidad saturada	gr/cm ³	2.18	2.31			
7.- EQUIPOS DE MEDICION							
EQ.	BALANZA	BALANZA	SPEEDY	TAMIZ 3/4"			
ID	BADI107	BADI110	S/N 107	TAM272			
8.- OBSERVACIONES							
ELABORADO POR (Laboratorio Externo):		CONTROL DE CALIDAD					

Anexo 10 Ensayo de corte directo E1.



WRQ Ingenieros SAC
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

Proyecto : "EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCION DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"

Solicitante : SAMUEL CAPCHA OSORES	Región : AYACUCHO
Calicata : C-T	Provincia : HUANTA
Estrato : E-1	Distrito : SIVIA
Fecha : ENERO DEL 2024	Lugar : C.P. LIBERTAD

DATOS

Estado : **REMOLDEADO (MATERIAL < TAMIZ N° 4)**

Profundidad : **E-1**

Tipo de Caja : **CIRCULAR**

Diámetro : 50.15 mm
Espesor muestra caja: 21.6 mm

Tipo de ensayo : **CONSOLIDADO DRENADO**

Especimen N°	I	II	III
Diámetro de la muestra (mm) :	50.15	50.15	50.15
Altura inicial de la muestra (mm) :	21.60	21.60	21.60
Densidad Húmeda Inicial (tn/m3) :	1.79	1.79	1.79
Contenido de Humedad (%) :	22.3%	22.3%	22.3%
Densidad Seca Inicial (tn/m3) :	1.46	1.46	1.46
Deformación vertical después de la consolidación (mm)	0.570	0.650	1.210
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (mm)	21.03	20.95	20.39
Esfuerzo Normal (kg/cm2)	1.00	2.00	3.00
Esfuerzo de Corte Máximo (Kpa)	41.7	78.55	113.41
Esfuerzo de Corte Máximo (kg/cm2)	0.44	0.80	1.17
Angulo de fricción interna ϕ' (°) :	19.5	Cohesión C' (kg/cm2) :	0.09



WRQ INGENIEROS SAC

Ing. WILLIAM JULIO RAMOS QUISPE
CIP N° 86229 ESPECIALISTA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

"EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"

Proyecto

Solicitante : SAMUEL CAPCHA OSORES

Calicata : C-T

Estrato : E-1

Fecha : ENERO DEL 2024

Región

Provincia

Distrito

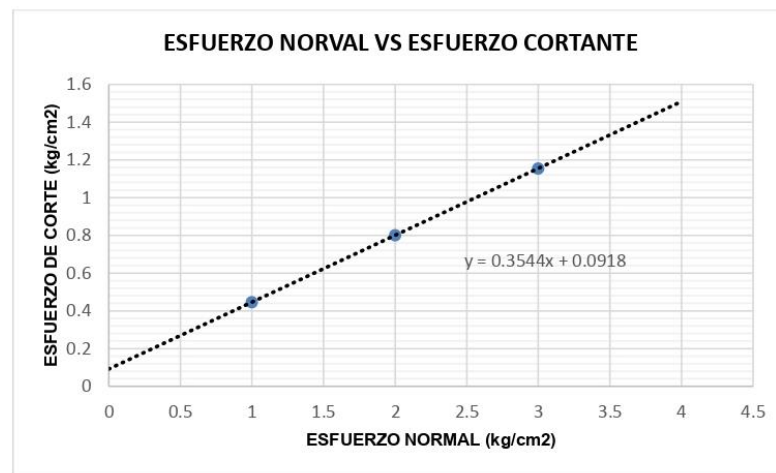
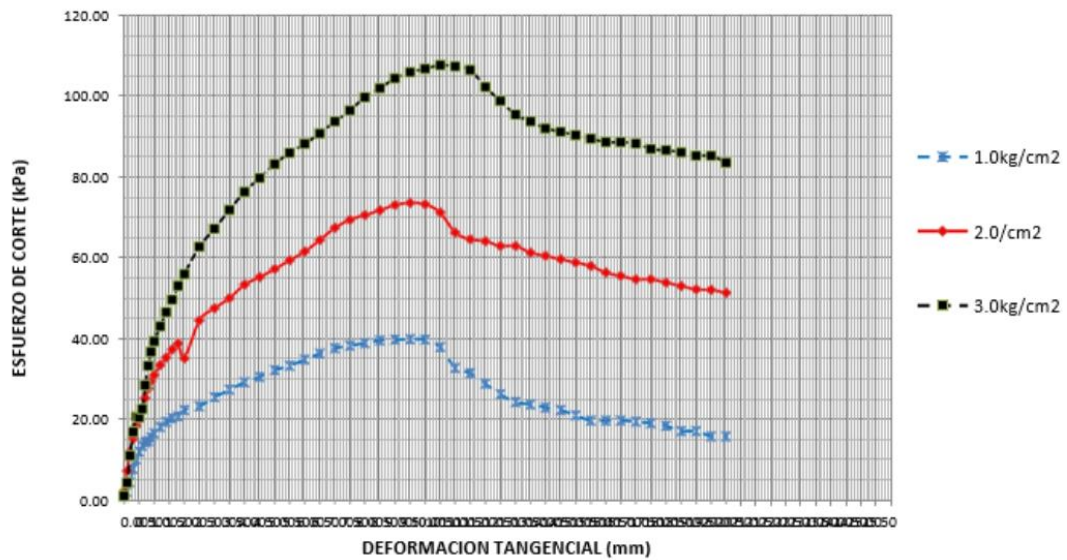
Lugar

: AYACUCHO

: HUANTA

: SIVIA

: C.P. LIBERTAD



Angulo de fricción interna ϕ' (°) : 19.5

Cohesión C' (kg/cm2) :

0.09



WRQ INGENIEROS SAC
Ing. WILLIAM JULIO RAMOS QUISEP
CIP N° 8229 ESPECIALISTA

Anexo 11 Ensayo de corte directo E2.



WRQ Ingenieros SAC

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

"EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"

Proyecto

Solicitante	: SAMUEL CAPCHA OSORES	Región	: AYACUCHO
Calicata	: Z-T	Provincia	: HUANTA
Estrato	: E-2	Distrito	: SIVIA
Fecha	: ENERO DEL 2024	Lugar	: C.P. LIBERTAD

DATOS

Estado	: REMOLDEADO (MATERIAL < TAMIZ N° 4)		
Profundidad	: E-2		
Tipo de Caja	: CIRCULAR		
Diámetro :	50.15 mm	Espesor muestra caja:	21.6 mm

Tipo de ensayo : **CONSOLIDADO DRENADO**

Espécimen N°	I	II	III
Diámetro de la muestra (mm) :	63.17	63.17	63.17
Altura inicial de la muestra (mm) :	21.63	21.63	21.63
Densidad Húmeda Inicial (tn/m ³) :	1.89	1.89	1.89
Contenido de Humedad (%) :	18.6%	18.6%	18.6%
Densidad Seca Inicial (tn/m ³) :	1.59	1.59	1.59
Deformación vertical después de la consolidación (mm)	0.550	0.620	1.150
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (mm)	21.06	20.98	20.42
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	1.00	2.00	3.00
Esfuerzo de Corte Máximo (Kpa)	55.83	99.08	142.9
Esfuerzo de Corte Máximo (kg/cm ²)	0.611	1.07	1.528
Angulo de fricción interna ϕ' (°) :	24.6	Cohesión C' (kg/cm²) :	0.153





ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

"EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA LA PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SIVIA-AYACUCHO"

Proyecto

Solicitante : SAMUEL CAPCHA OSORES

Región : AYACUCHO

Calicata : Z-T

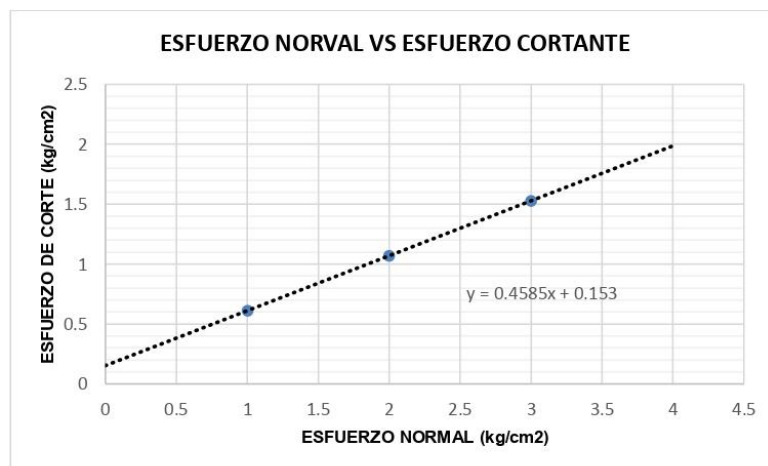
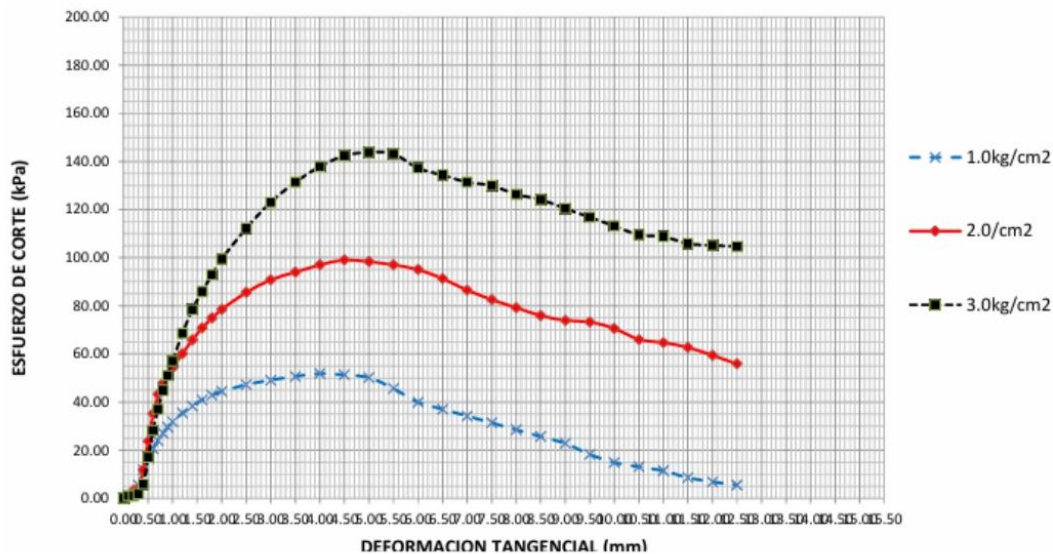
Provincia : HUANTA

Estrato : E-2

Distrito : SIVIA

Fecha : ENERO DEL 2024

Lugar : C.P. LIBERTAD



Angulo de fricción interna ϕ' (°) : 24.6

Cohesión C' (kg/cm²) : 0.153