

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía Matrama Mazar perteneciente a la provincia de Cañar.

Proyecto Integrador

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Geólogo

Presentado por:

Byron Joel Ronquillo Mendoza

Guayaquil - Ecuador

I Pao 2023

Dedicatoria

Deseo dedicar este proyecto con profundo cariño a mis padres y hermanas, quienes han sido mi constante apoyo sin condiciones. Cada logro alcanzado lleva su invaluable influencia, y reconozco con gratitud los sacrificios que han realizado para que llegara hasta aquí. Mi amor hacia ustedes es imposible de medir.

Agradecimientos

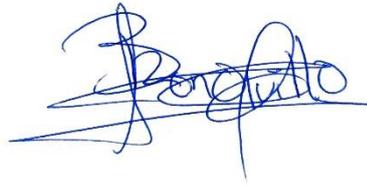
Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mis padres, cuyo apoyo incondicional ha sido el motor que me impulsó hasta donde estoy ahora. a la Escuela Superior Politécnica del Litoral, así como a los profesores de geología, cuya guía han sido fundamentales para mi formación. Especialmente mis tutores: MSc. Ángel Valdiviezo, MSc. Peter Olaya y MSc. David Altamirano ha sido un honor haber sido su alumno.

De igual manera a las ingenieras del Centro de Investigación y Proyectos Aplicados a las Ciencias de la Tierra (CIPAT), y al Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Cañar (MTOPE), quienes hicieron posible el desarrollo de este proyecto.

Por último, quiero expresar mi profundo agradecimiento a mis amigos Adrián Calle, Jonathan Chica y Arián Briones. Su apoyo desinteresado ha sido un pilar fundamental en el camino hacia el desarrollo de este proyecto.

Declaración Expresa

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; (Byron Joel Ronquillo Mendoza) y doy mi consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”



Byron Joel Ronquillo Mendoza

Evaluadores

David Ricardo Altamirano Moran

Profesor de Materia

Ángel Alberto Valdiviezo Ajila

Tutor de proyecto

Peter Stalin Olaya Carbo

Profesor de Materia

David Ricardo Altamirano Moran

Tutor de proyecto

RESUMEN

Los deslizamientos de tierra y el daño que provocan en carreteras representan un problema común sobre todo en la región andina de Ecuador, más aún, durante las estaciones lluviosas. La vía Matrama-Mazar, ubicada en la provincia del Cañar, es vital para conectar áreas rurales como Buenos Aires, San Pedro y Pindilig, sin embargo, es una de las vías donde esta problemática se acentúa con mayor frecuencia. Como respuesta, se realizó la caracterización geotécnica y evaluación de riesgos a deslizarse en tramos de la vía, donde el Ministerio de Transporte y Obras públicas, requieren de información técnica, de manera prioritaria. La metodología aplicada comprendió de cuatro etapas: recopilación de información, reconocimiento de campo, análisis geotécnico en laboratorio, geofísica y modelado; con la cual se lograron identificar deslizamientos activos y pasados, y además estimar las áreas con afectaciones directas. Los factores de seguridad de los taludes estudiados, en escenarios tanto de sequía, como escorrentía, mostraron valores por debajo de los estándares establecidos por la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC), siendo para estos casos la escorrentía, un elemento clave en la estabilidad de los taludes. A partir de los resultados obtenidos, se recomienda la implementación de sistemas de drenaje, y ajustes en la geometría en áreas críticas. Este proyecto tiene en cuenta la manera en que los deslizamientos en carreteras impactan en la vida y la economía de las comunidades involucradas.

Palabras Clave: Factor de seguridad, Geotecnia, Estabilidad de taludes, Deslizamientos

ABSTRACT

Landslides and the damage they cause to roads represent a common problem, especially in the Andean region of Ecuador, particularly during the rainy seasons. The Matrama-Mazar road, located in the Cañar province, is vital for connecting rural areas like Buenos Aires, San Pedro, and Pindilig. However, it is one of the roads where this issue is accentuated most frequently. In response, geotechnical characterization and risk assessment for landslide susceptibility were carried out along sections of the road, with the Ministry of Transportation and Public Works requiring technical information as a top priority. The applied methodology consisted of four stages: data collection, field reconnaissance, laboratory geotechnical analysis, geophysics, and modeling, through which active and past landslides were identified, and areas with direct impacts were estimated. The safety factors of the studied slopes, in both dry and runoff scenarios, showed values below the standards established by the Ecuadorian Construction Standard (NEC). In these cases, runoff proved to be a key element in slope stability. Based on the results obtained, the implementation of drainage systems and adjustments in critical areas' geometry are recommended. This project considers how road landslides impact the lives and economies of the communities involved.

Keywords: Safety factor, Geotechnics, Slope stability, Landslides

Índice general

Evaluadores	v
RESUMEN.....	VI
ABSTRACT	VII
Índice general	VIII
ABREVIATURAS	XI
ÍNDICE DE PLANOS.....	XIV
CAPÍTULO 1	1
1 Introducción.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Descripción del problema	2
1.3 Justificación del problema.....	3
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo general.....	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	4
1.5 Marco teórico.....	4
1.5.1 Riesgo de desastre	4
1.5.2 Riesgo en carretera	5
1.5.3 Deslizamientos	5
1.5.4 Tipos de deslizamientos	5
1.5.5 Tipos de Fallas en Taludes en carretera	6
1.5.6 Características geotécnicas de deslizamientos.....	9
1.5.7 Límites de Atterberg.....	10
1.5.8 Resistencia al corte de suelos.....	10
1.5.9 Características para análisis de estado de roca	11
1.5.10 Métodos de evaluación de deslizamientos	12
1.5.11 Métodos Análisis de estabilidad de taludes finitos	13
1.5.12 Métodos Geofísicos.....	16
1.6 Geología Regional	18
1.6.1 Geología local.....	19
CAPÍTULO 2.....	21

2	Metodología.....	21
2.1	Recopilación de información bibliográfica	23
2.2	Reconocimiento en Campo	23
2.2.1	Identificación de puntos críticos	23
2.2.2	Delimitación de zonas afectada.....	24
2.2.3	Muestreo y levantamiento geomecánicos	25
2.3	Geología	27
2.3.1	Descripción litológica	27
2.3.2	Geología estructural.....	27
2.4	Geotecnia	28
2.4.1	Ensayo para Clasificación de suelo tipo SUCS.....	29
2.4.2	Corte directo	31
2.4.3	Características físicas del suelo	33
2.4.4	Resistencia a la Compresión simple y tracción directa (Método Brasileño)	36
2.5	Geofísica.....	37
2.5.1	Sísmica de refracción	37
2.5.2	Método electromagnético	40
2.6	Modelamiento del talud.....	41
CAPÍTULO 3		43
3	Resultados y análisis	43
3.1	Levantamiento geológico y geomecánicos.....	43
3.1.1	Delimitación de zonas de inestabilidad	43
3.1.2	Caracterización geológica.....	44
3.1.3	Análisis estructural	45
3.2	Caracterización geotécnica de suelos.	46
3.2.1	Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).....	46
3.2.2	Cohesión, peso unitario y Angulo de fricción	47
3.2.3	Datos hidrogeológicos.....	47
3.3	Clasificación geomecánica.....	48
3.3.1	Resistencia a la compresión simple y tracción indirecta (método brasileño)	48
3.3.2	Rock Quality Designation (RQD).....	49
3.3.3	Rock Mass Rating (RMR)	49
3.4	Modelamiento del sustrato por medio de métodos Geofísicos	50
3.4.1	Refracción sísmica	50
3.4.2	Resistividades.....	52

3.5	Estabilidad de taludes	54
3.5.1	Análisis de resultados de estabilidad de taludes	58
3.5.2	Comparación de FS obtenidos vs FS de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC)	58
3.5.3	Medidas de estabilización	59
CAPÍTULO 4		63
4.1	Conclusiones y recomendaciones	63
4.1.1	<i>Conclusiones</i>	63
4.1.2	<i>Recomendaciones</i>	64
REFERENCIAS		66
Apéndice A		i

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
WGS	World Geodetic System
UTM	Universal Transverse Mercator
Fm.	Formación Geológica
Mb.	Miembro Geológico
FS	Factor de Seguridad
LP	Límite Plástico
LL	Límite Líquido
IP	Índice de Plasticidad
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
RMR	Rock mass rating
RQD	Rock quality designation
NII	Nícoles Paralelos
NX	Nícoles Cruzados
Qz	Cuarzo
NF	Nivel Freático
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
EST	Estación
RCS	Resistencia a la compresión simple
ES-DI	Espaciado de discontinuidad
CTND	Continuidad
SEP	Separación
RELL	Relleno
RUG	Rugosidad
MET	Meteorización
HDG	Hidrogeología
SPF	Superficie potencial de falla

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Esquema de un deslizamiento rotacional y sus partes Haga clic o pulse aquí para escribir texto.	6
Figura 1.2 <i>Cinco configuraciones comunes de fallas de taludes del suelo a lo largo de caminos de montaña.</i>	7
Figura 1.3 <i>Envoltura de rotura en suelos (Gonzales de Vallejo, 2002)</i>	11
Figura 1.4 <i>Esquema de análisis de estabilidad de taludes por el método de Fellenius</i>	13
Figura 1.5 <i>Esquema de las fuerzas que actúan en la n dovela, de acuerdo al método de Fellenius</i>	14
Figura 1.6 <i>Estabilidad de taludes por el método de Bishop</i>	15
Figura 1.7 <i>Diagrama del factor f_0 utilizado en el método de Jambu (Suarez, 2011)</i>	15
Figura 1.8 <i>Esquema de sondeo electromagnético</i>	17
Figura 1.9 <i>Esquema de funcionamiento de sismica de refracción</i>	18
Figura 1.10 <i>COLUMNA ESTRATIGRAFICA (Jurásico) DEL SUR DE LA CORDILLERA REAL (según BGS, 1994.)</i>	19
Figura 1.11 <i>Mapa de ubicación de puntos críticos y unidades geológica</i>	20
Figura 2.1 <i>Metodología por fases</i>	22
Figura 2.3 <i>Muestreo y levantamiento geotécnico y geomecánica</i>	26
Figura 2.9 <i>Medición de espécimen</i>	37
Figura 2.10 <i>Ensayo de tracción directa método brasileño</i>	37
Figura 2.11 <i>Línea sísmica de los tres sectores de estudio</i>	38
Figura 2.12 <i>Golpe para refracción sísmica</i>	39
Figura 2.13 <i>Arribo de Onda P en sondeo de refracción sísmica</i>	39
Figura 2.15 <i>Gráfico de resistividades vs profundidad de uno de los sondeos</i>	41
Figura 3.1 <i>En este mapa se muestra la zona vulnerable y el deslizamiento activo de cada sector</i>	44
Figura 3.2 <i>Muestra de mano</i>	44
Figura 3.3 <i>Descripción microscópica de roca</i>	45
Figura 3.4 <i>Red estereográfica de la estación San Pedro</i>	46
Figura 3.5 <i>A) Resultado de ensayo de compresión simple, B) Resultado de ensayo de tracción indirecta</i>	49
Figura 3.6 <i>Geofísica aplicada al Sector San Pedro</i>	51
Figura 3.7 <i>Interpretación de la línea sísmica 1 San Pedro.</i>	52
Figura 3.8 <i>Interpretación de sondeos electromagnéticos</i>	53
Figura 3.9 <i>Análisis de estabilidad para el Sector Buenos Aires</i>	55
Figura 3.10 <i>Análisis de estabilidad para el Sector San Pedro</i>	56
Figura 3.11 <i>Análisis de estabilidad del sector Pindilig</i>	57
Figura 3.12 <i>FS vs FS NEC</i>	59

Figura 3.13 <i>Ejemplo de drenaje siguiendo la línea de máxima pendiente fuente:(Luis Ortuño Abad, 2004)</i>	60
Figura 3.14 Cambio de geometría de talud.....	61
Figura 3.15 Ejemplo de medida de estabilidad por medio de muro de mampostería	62

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 <i>Coordenadas de puntos críticos</i>	24
Tabla 2.2 <i>parámetros que conforman la elaboración de una ficha geomecánica</i>	27
Tabla 2.3 <i>Coordenadas y Códigos de muestras de campo</i>	28
Tabla 2.4 <i>Factores de seguridad mínimos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)</i>	42
Tabla 3.1 <i>Inventario de deslizamiento del sector San Pedro</i>	43
Tabla 3.2 <i>Áreas de movimientos activos</i>	44
Tabla 3.3 <i>Datos estructurales de las 3 familias de fracturas</i>	46
Tabla 3.4 <i>Resultados de clasificación SUCS</i>	47
Tabla 3.5 <i>Resultados de ensayo de corte directo</i>	47
Tabla 3.6 <i>Resultados de ensayos hidrogeológicos</i>	48
Tabla 3.7 <i>Valores de resistencia a la compresión simple</i>	48
Tabla 3.8 <i>Valores de RQD hallados a partir de criterio de Priest y Hudson (1981) en el Sector San Pedro</i>	49
Tabla 3.9 <i>Parámetros para cálculo de RMR</i>	50
Tabla 3.10 <i>Datos RMR</i>	50
Tabla 3.11 <i>Categorización de perfiles de suelo siguiendo las pautas establecidas por ASTM-D5777 y la CNA en 1993.</i>	51
Tabla 3.12 <i>Coordenadas de sondeos electromagnéticos en UTM GSM 84 17 S</i>	53

CAPÍTULO 1

1 Introducción

1.1 Antecedentes

Los deslizamientos en carreteras son un problema común en todo el mundo, que pueden causar graves daños a la infraestructura y poner en peligro la vida de las personas. Según un informe de la Organización Mundial de la Salud (OMS), los deslizamientos de tierra son responsables de más de 4,800 muertes y 27,000 lesiones cada año (Organización Mundial de la Salud, 2019). La Federación Internacional de Carreteras (IRF) menciona que el 15% de las interrupciones de tráfico en carretera corresponde a eventos de deslizamientos (International Road Federation, 2019). Estos deslizamientos son causados por factores como: la geología del área, la topografía, la vegetación, la precipitación y la actividad humana.

En los últimos años, se han llevado a cabo diversas investigaciones con el objetivo de profundizar en la comprensión de los deslizamientos en carreteras y proponer soluciones efectivas para su prevención. En 2008, en Colombia, se analizaron los factores que contribuyen a estos eventos y se propusieron medidas para mitigar su impacto en un estudio dirigido por (Correa, 2008). Posteriormente, en 2012, un estudio en China evaluó la eficacia de diversas técnicas de estabilización de taludes en la prevención de deslizamientos, bajo la dirección de (Li, 2012). Finalmente, en 2017, en Italia, se empleó un modelo numérico para anticipar la estabilidad de taludes y evaluar el riesgo de deslizamientos en carreteras, en una investigación liderada por (Capparelli, 2017)

En Ecuador, los deslizamientos en carreteras son un problema recurrente, especialmente en la sierra ecuatoriana. En 2015, un deslizamiento en la carretera Alóag-Santo Domingo causó la muerte de varias personas y dejó a muchas más heridas. En 2018, otro deslizamiento en la misma

carretera causó el cierre temporal de la vía. Estos eventos demuestran la importancia de desarrollar soluciones efectivas para prevenir los deslizamientos en carreteras en Ecuador. El Plan Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres 2021-2025, desarrollado por la Secretaría de Gestión de Riesgos, tiene como objetivo identificar áreas de alto riesgo y establecer estrategias para prevenir y mitigar los deslizamientos en carreteras en todo el país. (Plan Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres 2021-2025, 2021)

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) de Cañar llevó a cabo una inspección el 24 de octubre de 2022 en la vía Matrama-Mazar. El propósito principal de esta inspección fue garantizar la seguridad de los usuarios de la carretera y de la población que vive en las áreas afectadas por los daños. Estos daños se debieron a problemas tanto en los sistemas de drenaje como en la estabilidad de los taludes. Durante la inspección, se recorrió la vía desde la entrada del sector Tambillo (abscisa 0+000) hasta Mazar (abscisa 60+000).

En este proyecto, se realizaron exhaustivos estudios geotécnicos y geofísicos con el propósito de analizar la estabilidad de los taludes en carreteras y sugerir soluciones. Este proyecto cuenta con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Cañar como su cliente. Los estudios abarcan la caracterización detallada de los suelos y rocas presentes en los taludes, la evaluación de su resistencia al corte y la capacidad de deformación, además de la interpretación de parámetros geofísicos para identificar zonas de inestabilidad. Los resultados obtenidos en este proyecto se convertirán en una base sólida que servirá de fundamento para que sirvan para sugerir medidas destinadas a asegurar la seguridad y la funcionalidad de las carreteras.

1.2 Descripción del problema

Los deslizamientos recurrentes en las carreteras de Ecuador, a menudo desencadenados por fuertes precipitaciones y la actividad tectónica, representan una amenaza constante, causando pérdidas económicas y daños ambientales. En el año 2023, el país ha registrado al menos 14 víctimas mortales debido a estos deslizamientos. Esto se agrava durante los periodos de El Niño, que

aumentan la intensidad de las lluvias y el riesgo de deslizamientos, impactando significativamente en las carreteras.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas enfrenta una carencia de información sobre la vulnerabilidad de las carreteras ante estos eventos adversos. Por tanto, resulta crucial realizar estudios que caractericen los deslizamientos actuales en la carretera Matrama Mazar, permitiendo el diseño de estrategias para minimizar su impacto, especialmente teniendo en cuenta las condiciones climáticas adversas esperadas. En este contexto, con la Facultad de Ciencias de la Tierra (FICT) - ESPOL, se vuelve fundamental para aportar conocimientos técnicos que permitan realizar sugerencias para mantenimiento de la vía afectada.

1.3 Justificación del problema

La vía Matrama-Mazar, que tiene una extensión de alrededor de 66 kilómetros, enfrenta problemas como baches y hundimientos que se complican durante las lluvias, lo que dificulta el tráfico de vehículos en la región. Esta carretera desempeña un papel fundamental al conectar varias áreas rurales ubicadas en las parroquias de Pindilig, Rivera y Taday, en la parte oriental de Azogues. Asimismo, esta ruta es de gran importancia ya que conduce a la represa hidroeléctrica Mazar. Los segmentos más afectados se encuentran desde la parroquia Taday hasta llegar a Rivera, donde además se enfrentan a desafíos adicionales debido a problemas geológicos que provocan inestabilidad en la superficie de la carretera. Por lo tanto, es esencial realizar una evaluación preliminar de las características de cada deslizamiento, con el objetivo de proporcionar información técnica que permita a las autoridades competentes tomar decisiones informadas sobre las medidas de mantenimiento necesarias.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Caracterizar geológica y geomecánicamente los deslizamientos presentes en el sector Buenos Aires, Pindilig y San Pedro de la vía Matrama Mazar, a través del desarrollo de técnicas de campo, ensayos geotécnicos y geofísicos para la propuesta de alternativas de mantenimiento en las carreteras afectadas.

1.4.2 Objetivos específicos

- Elaborar un levantamiento geológico a detalle de los deslizamientos presentes en el sector Buenos Aires, Pindilig y San Pedro de la vía Matrama Mazar para la identificación de las propiedades del suelo o roca; formación, estructuras, superficies de falla.
- Efectuar ensayos geotécnicos pertinentes para el análisis del comportamiento mecánico del material deslizado o inestable.
- Realizar estudios geofísicos para la identificación de zonas de debilidad presentes en el área y establecer volúmenes de zonas inestables.
- Sugerir alternativas de estabilización, medidas de corrección o prevención con base a las características definidas, según el tipo de deslizamiento, con el fin de disminuir el impacto en la vía y en zonas aledañas.

1.5 Marco teórico

1.5.1 Riesgo de desastre

Es posibilidad de que un evento peligroso, ya sea de origen natural o humano, se produzca y genere perjuicios en términos de impactos en la salud de las personas, su sustento, bienes y servicios, así como en el entorno ambiental (Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres. (s.f.), n.d.).

1.5.2 Riesgo en carretera

Son peligros potenciales que pueden afectar la seguridad vial y la infraestructura de carreteras. Algunos ejemplos de riesgos en carreteras incluyen accidentes de tráfico, fallas en la infraestructura, condiciones climáticas adversas, falta de señalización adecuada, falta de mantenimiento y problemas de diseño. La evaluación de riesgos en carreteras es importante para identificar los peligros potenciales y desarrollar medidas de mitigación para reducir su impacto (Depestre & Quesada, 2020)

1.5.3 Deslizamientos

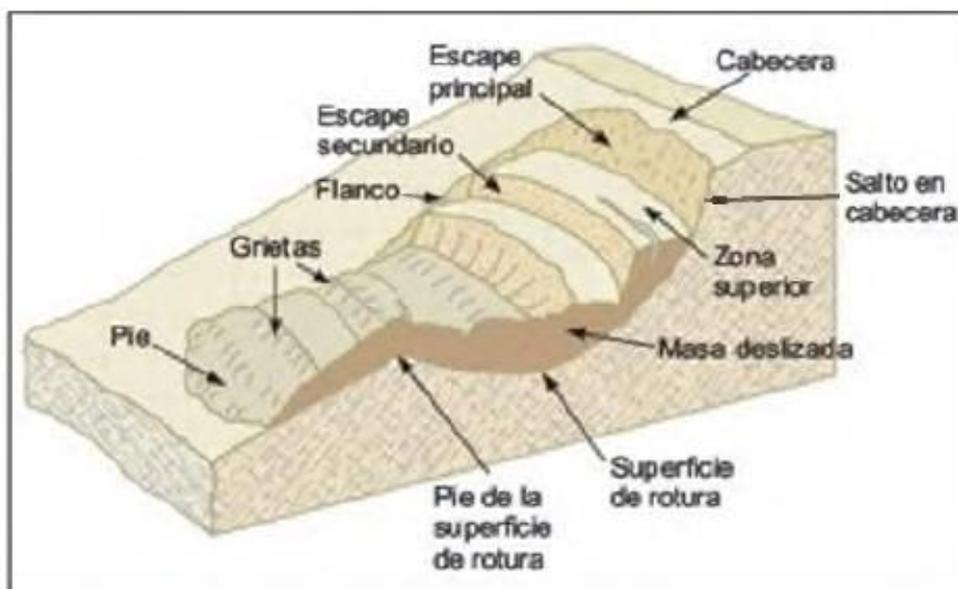
Se define los deslizamientos como un tipo de proceso de remoción en masa que se refiere al movimiento de suelo o roca que sigue una superficie de ruptura. Los deslizamientos pueden ser causados por varios factores, como la lluvia intensa, la erosión, la actividad sísmica, la construcción de carreteras y la deforestación. Los deslizamientos pueden ser muy peligrosos y causar daños a la infraestructura y a la población cercana. (Gonzales de Vallejo, 2002)

1.5.4 Tipos de deslizamientos

Deslizamiento Rotacional

Estos deslizamientos se caracterizan por la rotura que ocurre en superficies curvas o concoides, lo que provoca que la masa se mueva y se separe en escalones. Son comunes en suelos cohesivos uniformes. Tienen dimensiones variables en términos de ancho y longitud, que pueden ir desde varias decenas hasta cientos de metros, y pueden ser superficiales o profundos, siendo el límite aproximado alrededor de 10 metros. Dependiendo del tipo de suelo y del contenido de agua, la masa deslizada acumulada en la base de la pendiente puede generar flujos ver **Figura 1.1** (Gonzales de Vallejo, 2002)

Figura 1.1 Esquema de un deslizamiento rotacional y sus partes



Modificado por Varnes. 1988) fuente:(Gonzales de Vallejo, 2002)

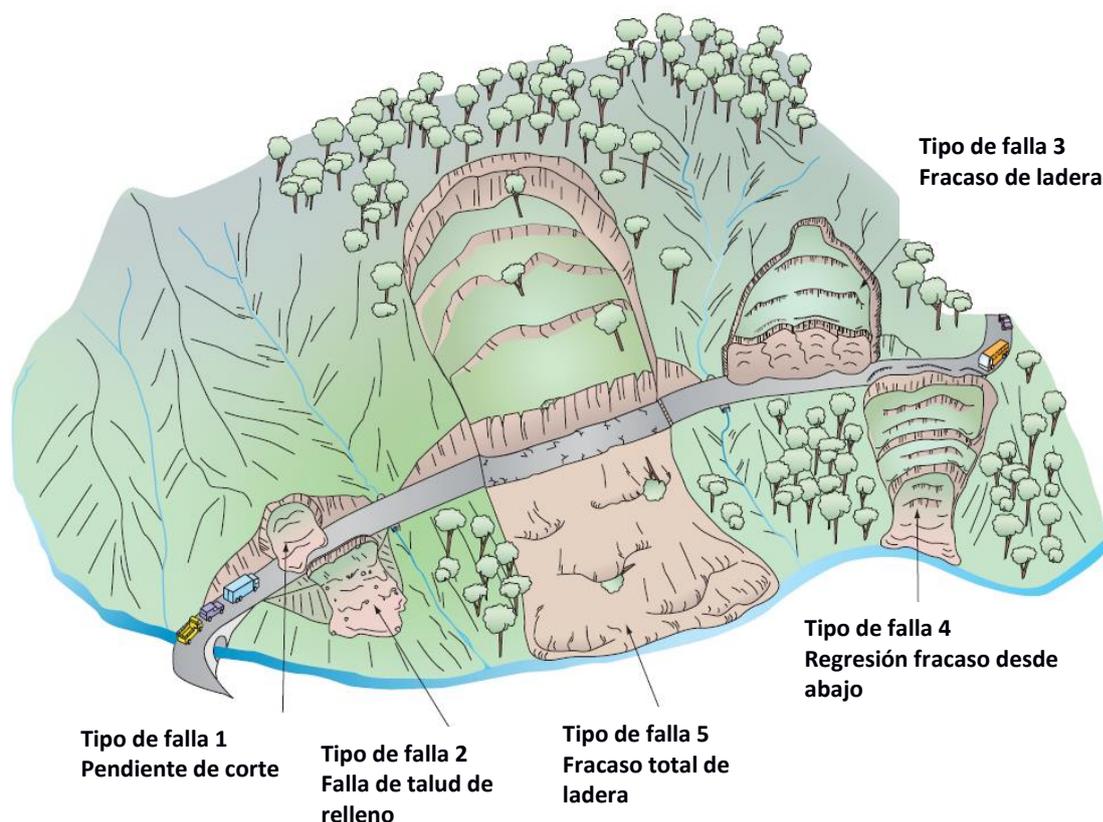
Deslizamiento traslacional

Estos tipos de deslizamientos se producen cuando se rompen superficies planas débiles que ya existían, como estratos, contactos litológicos o planos estructurales. Aunque suelen ser poco profundos, se extienden ampliamente y abarcan grandes distancias. Estos deslizamientos ocurren tanto en suelos como en rocas, y las masas deslizadas suelen ser bloques rectangulares que previamente se habían separado debido a discontinuidades. A diferencia de los deslizamientos rotacionales, no requieren pendientes pronunciadas y son más rápidos en su ejecución. (Gonzales de Vallejo, 2002)

1.5.5 Tipos de Fallas en Taludes en carretera

En el libro titulado “Slope Engineering for Mountain Roads”, (Gareth J. Hearn, 2011) describe “Los deslizamientos de tierra tienen la capacidad de impactar negativamente una carretera de montaña”. Los tipos de fallas que podrían encontrarse se encuentran representados en la **Figura 1.2**.

Figura 1.2 Cinco configuraciones comunes de fallas de taludes del suelo a lo largo de caminos de montaña.



Falla tipo 1:

Este tipo de deslizamientos de laderas suele causar el menor daño y, en la mayoría de los casos, se resuelve mediante la rutinaria limpieza del material deslizado. Cuando el material fallado proviene del suelo y la roca meteorizada en la parte superior del corte, el propio proceso de deslizamiento a menudo resulta en la eliminación inmediata del material inestable y en una disminución del ángulo de pendiente, lo que mejora la estabilidad (Gareth J. Hearn, 2011).

Falla tipo 2:

Son una ocurrencia común a lo largo de las carreteras de montaña y generalmente están asociados con los siguientes factores (Gareth J. Hearn, 2011):

1. Movimientos en el suelo natural subyacente.

2. Movimiento a lo largo del límite del talud natural, cuando no ha sido adecuadamente escalonado para formar una llave de corte.
3. Socavación y pérdida de soporte en la base del talud de relleno debido a la erosión en los arroyos adyacentes y debajo de las salidas de las alcantarillas.
4. Saturación del relleno debido a la escorrentía descontrolada.

Falla tipo 3:

Ya sea debido a la presencia de inestabilidad de taludes que existía antes de la construcción o, más comúnmente, debido a la remoción del soporte de base por excavación de taludes cortados (en este caso, la superficie de falla sale a la luz al nivel de la carretera o cerca de ella). La principal diferencia entre este caso y la Falla Tipo 1 radica en la viabilidad de alcanzar un nivel aceptable de seguridad contra el posible desencadenamiento de grandes deslizamientos de tierra, especialmente cuando se considera la estabilización con un presupuesto limitado (Gareth J. Hearn, 2011)

Falla tipo 4:

Este fenómeno es común a lo largo de muchos caminos de montaña construidos en terreno lateral, especialmente en áreas donde se producen deslizamientos de tierra y se encuentran pendientes empinadas cerca de ríos y arroyos erosionados. Estos deslizamientos de tierra a menudo retroceden pendiente arriba a través de la extensión hasta que alcanzan un ángulo de pendiente de equilibrio. En muchas ocasiones, esta situación se agrava debido a la escorrentía descontrolada de las carreteras y al volcamiento lateral de los escombros de la construcción, lo que añade una carga adicional a las laderas subyacentes (Gareth J. Hearn, 2011).

Falla tipo 5:

Estos deslizamientos de tierra a menudo tienen su origen antes de la construcción de carreteras, aunque en ocasiones pueden desencadenarse durante el proceso de construcción o durante la operación de la carretera debido a factores como la erosión del río, precipitaciones intensas o terremotos (Gareth J. Hearn, 2011).

1.5.6 Características geotécnicas de deslizamientos

Características para análisis de estado de suelo

Granulometría

Los suelos pueden ser agrupados y subcategorizados en función de sus propiedades mecánicas y su comportamiento en contextos de ingeniería. Estos sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje estandarizado para describir de manera resumida las propiedades generales de los suelos, que son extremadamente diversas, sin necesidad de entrar en detalles exhaustivos. En la actualidad, dos sistemas de clasificación ampliamente empleados en aplicaciones de ingeniería son el American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), que se basan en la distribución de tamaños de partículas y la plasticidad del suelo. Para determinar el tipo de suelo, se utilizan los análisis granulométricos, que pueden ser de dos tipos: $>0.075\text{mm}$ – vía seca. Utilizando tamices y <0.075 – vía húmeda. Utilizando Hidrómetro. El contenido de finos, llamando así al porcentaje de suelo que pasa por el tamiz n.º 200 de la serie A.S.T.M (0,075 mm), indica la proporción de arcilla y limo que contiene el suelo, y está relacionado con la posibilidad de retención de agua.

La clasificación de suelos es importante en la ingeniería civil para conocer sobre qué suelo se realizará una edificación o construcción. Los suelos pueden ser cohesivos o granulares. Los suelos cohesivos contienen pequeñas partículas y suficiente arcilla para que el suelo se adhiera a sí mismo, mientras que los suelos granulares están formados por partículas gruesas como la arena o la grava. Los análisis granulométricos se utilizan para determinar el tipo de suelo, y el contenido de finos indica la proporción de arcilla y limo que contiene el suelo, y está relacionado con la posibilidad de retención de agua. (Gonzales de Vallejo, 2002)

1.5.7 Límites de Atterberg

Cuando la categorización del suelo basada en su composición granulométrica no es definida, se busca una mayor precisión al examinar la consistencia del suelo en relación con su contenido de agua, esto se consigue a través de la medición de su humedad y plasticidad. (Gonzales de Vallejo, 2002)

Se han establecido tres límites de plasticidad para definir esta característica. El primero es el límite de retracción, que marca el punto entre el estado sólido seco y el estado semisólido. A continuación, se encuentra el punto de límite plástico (LP), que marca la transición entre los estados semisólido y plástico del suelo. Finalmente, se halla el punto de límite líquido (LL), que separa el estado plástico del estado líquido. Los puntos de límite líquido y límite plástico se establecen a través de la medición de la fracción de suelo que atraviesa un tamiz de 40 de acuerdo con la norma ASTM, lo que corresponde a un tamaño de partícula de 0.1 mm. La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se denomina índice de plasticidad y se calcula restando el valor del límite plástico (LP) al valor del límite líquido (LL). (Gonzales de Vallejo, 2002)

1.5.8 Resistencia al corte de suelos

La fractura típica de los suelos suele producirse por la aplicación de fuerzas de corte. Sin embargo, el método generalmente aceptado para determinar la fractura se basa en la teoría de Coulomb. Esta teoría establece una relación entre las tensiones normales y las fuerzas de corte que actúan en cualquier plano del suelo (Gonzales de Vallejo, 2002) La resistencia al corte se la calcula con la siguiente **ecuación 1.1**:

$$\tau = c' + (\sigma_n) \tan \phi' \quad (1.1)$$

Donde:

τ = Resistencia al corte del suelo

c' = Cohesión efectiva

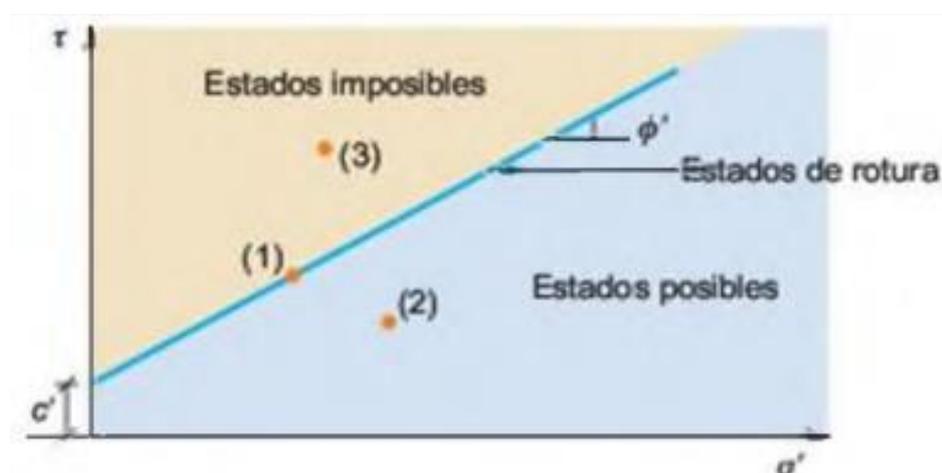
σ_n = Esfuerzo total normal que actúa sobre el plano

ϕ' = Ángulo de fricción interno efectivo

La ecuación de la Envolvente de Rotura del Suelo es una línea recta. La coordenada vertical representa la cohesión efectiva, mientras que la pendiente refleja el ángulo de fricción interna,

Figura 1.3. El primer punto señala una condición de fractura, el segundo punto se localiza en una zona donde se posee un cierto margen de seguridad, mientras que el tercer punto se ubica en una región inviable al encontrarse por encima de la línea de límite. (Gonzales de Vallejo, 2002)

Figura 1.3 *Envolvente de rotura en suelos* (Gonzales de Vallejo, 2002)



1.5.9 Características para análisis de estado de roca

RQD (Rock Quality Designation)

El valor resultante del índice de designación de calidad de roca RQD nos da una medida cuantitativa de la integridad de la roca, indicando el porcentaje de longitud de los testigos de núcleo que se consideraron intactos. Este parámetro es importante para evaluar la resistencia y la estabilidad de la roca en la zona de estudio. (Bieniawski, 1973). La **ecuación 1.2** sugerida por (Priest & Hudson, 1976) para el cálculo del RQD permite estimar la calidad basándose en la frecuencia del espaciado de discontinuidades.

$$RQD = 100e^{-0.1(0.1\lambda + 1)} \quad (1.2)$$

Donde:

$\lambda = 1/x$, siendo x el promedio del espaciado de discontinuidades en metros.

Clasificación geomecánica RMR

El sistema de clasificación de macizos rocosos desarrollado por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, proporciona una forma de evaluar y relacionar los índices de calidad con los parámetros geotécnicos del macizo rocoso, así como con los aspectos de excavación y soporte en túneles (Gonzales de Vallejo, 2002) Esta clasificación considera varios parámetros geomecánicos, como la resistencia uniaxial de la roca matriz, el grado de fracturación medido por el RQD, el espaciado de las discontinuidades, las condiciones de las discontinuidades, las condiciones hidrogeológicas y la orientación de las discontinuidades en relación con la excavación. Estos parámetros tienen un impacto significativo en el comportamiento geomecánicos del macizo rocoso, y se expresan mediante el índice de calidad RMR (Rock Mass Rating), el cual varía en una escala de 0 a 100. (Gonzales de Vallejo, 2002)

1.5.10 Métodos de evaluación de deslizamientos

Métodos probabilísticos

Este método se basa en la probabilidad de que ocurra un deslizamiento en una pendiente. Se utilizan datos históricos y estadísticas para calcular la probabilidad de que ocurra un deslizamiento. Este método es útil para evaluar el riesgo de deslizamientos en una zona determinada (González & Amaya, 2018)

Métodos determinísticos

Este método se basa en la "identificación del factor de seguridad para evaluar la estabilidad de la pendiente por medio de ecuaciones matemáticas, en donde si dicho valor sale menor que 1 significa que es inestable y puede ocurrir deslizamiento (González & Amaya, 2018)

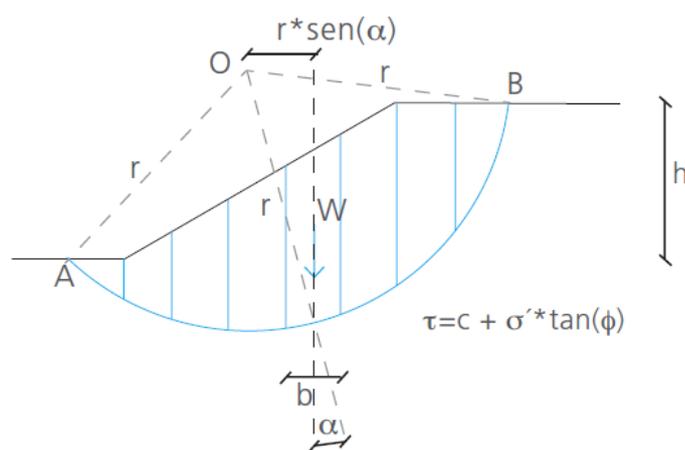
1.5.11 Métodos Análisis de estabilidad de taludes finitos

En el contexto de laderas naturales, los análisis de estabilidad buscan evaluar la seguridad del talud y tomar medidas correctivas para prevenir deslizamientos. Cuando ocurren movimientos indicativos de inestabilidad, los análisis retrospectivos (back-analysis) son esenciales, ya que se tiene información sobre el mecanismo y la geometría de la falla. Estos análisis caracterizan los materiales, estudian factores contribuyentes y determinan parámetros de resistencia (c y ϕ) basados en datos de campo para lograr un equilibrio seguro del talud ($FS = 1$) en la superficie de ruptura real. Los métodos de análisis se dividen en determinísticos y probabilísticos, siendo los primeros los más comunes. Estos evalúan el equilibrio de una masa potencialmente inestable al comparar las fuerzas que inducirían el movimiento con las fuerzas de resistencia a lo largo de una superficie de ruptura teórica, utilizando el criterio de Mohr-Coulomb (SANHUEZA PLAZA & RODRÍGUEZ CIFUENTES, 2013).

Método ordinario o de Fellenius

La **Figura 1.4** representa un talud con una superficie de posible falla definida por el arco AB. La masa de suelo dentro de esta superficie de ruptura se divide en múltiples bloques o segmentos. Este talud seleccionado debe ser una sección transversal que refleje de manera representativa el talud real, que será analizado en tramos de un metro de longitud por vez (SANHUEZA PLAZA & RODRÍGUEZ CIFUENTES, 2013).

Figura 1.4 Esquema de análisis de estabilidad de taludes por el método de Fellenius



Las fuerzas que actúan sobre el talud se detallan en la **Figura 1.5**, donde se toma n dovela como ejemplo:

Donde,

W: Resultante peso dovela

R: Fuerza que actúa como reacción al peso de la dovela

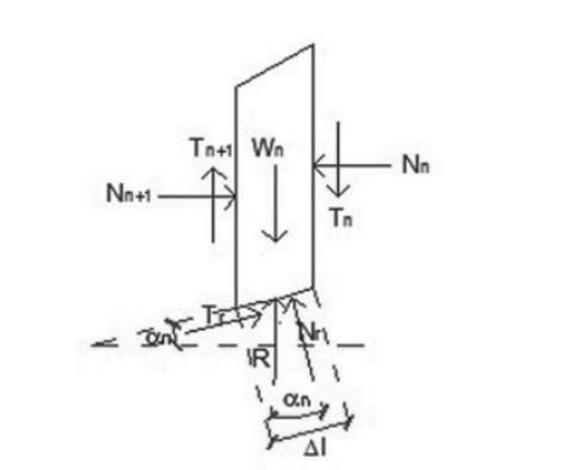
N_n y N_{n+1} : Fuerzas normales que actúan en cada lado de la dovela

T_n y T_{n+1} : Fuerzas tangenciales que actúan en cada lado de la dovela

N_r : Componente normal de la reacción R

T_r : Componente tangencial de la reacción R

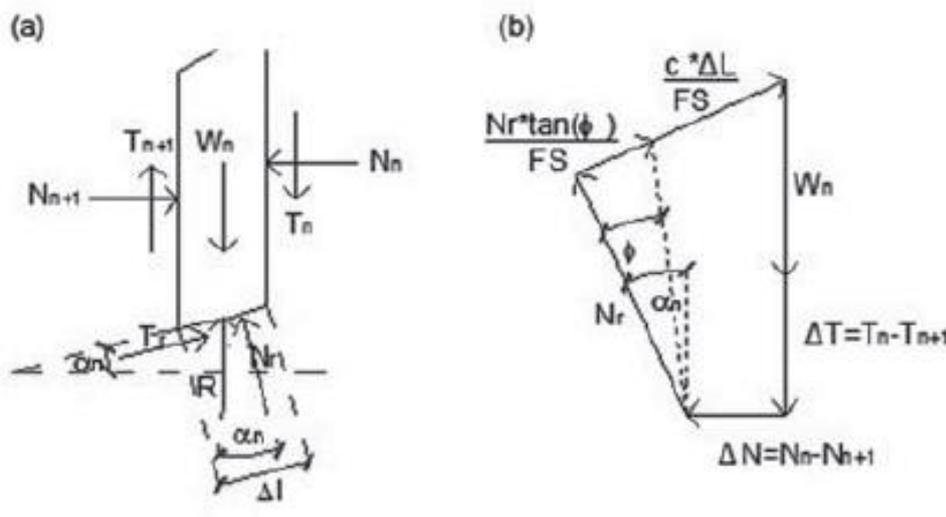
Figura 1.5 Esquema de las fuerzas que actúan en la n dovela, de acuerdo al método de Fellenius



Método de Bishop

El método introducido por Bishop en 1955 examina la estabilidad de un talud con una superficie potencial de falla (SPF) de forma circular, teniendo en cuenta la interacción entre las distintas partes del talud. En este enfoque, conocido como el "Método de Dovelas", la masa de suelo que podría deslizarse se divide en varias franjas verticales (como se muestra en la **Figura 1.6 a**). Esto permite analizar las fuerzas (como se ilustra en la **Figura 1.6 b**) y los momentos actuantes en cada una de las franjas definidas, lo que a su vez ayuda a determinar el Factor de Seguridad (FS) asociado a la situación en cuestión (SANHUEZA PLAZA & RODRÍGUEZ CIFUENTES, 2013).

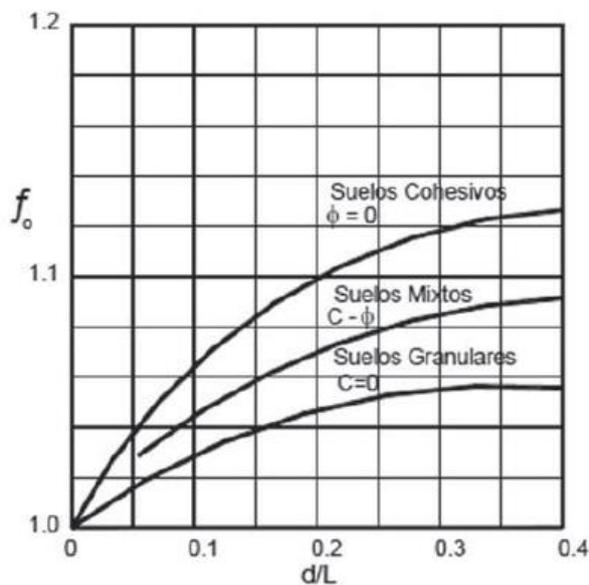
Figura 1.6 Estabilidad de taludes por el método de Bishop



Método de Jambu

La consideración clave de este método es que se enfoca principalmente en las fuerzas horizontales entre las partes del talud, sin tener en cuenta las fuerzas cortantes. A diferencia de enfoques previos, este método no requiere que la superficie potencial de falla (SPF) sea necesariamente circular. Esta flexibilidad se refleja en la aplicación de un factor de corrección llamado " f_0 ", que depende exclusivamente del grado de curvatura presente en la superficie de ruptura (como se muestra en la Figura 1.7 (SANHUEZA PLAZA & RODRÍGUEZ CIFUENTES, 2013)).

Figura 1.7 Diagrama del facto f_0 utilizado en el método de Jambu (Suarez,2011)



Método de Spencer

El método de Spencer es una técnica de análisis de estabilidad de taludes que se basa en el equilibrio límite. Evalúa la seguridad de un talud considerando las fuerzas de resistencia y las fuerzas que pueden causar deslizamientos. Se analizan factores como la geometría del talud, la cohesión del suelo y las cargas externas, como la presión del agua. El objetivo es calcular el Factor de Seguridad, que indica si el talud es estable o inestable. Este método es fundamental para la ingeniería geotécnica y se usa en la evaluación y gestión de riesgos de deslizamientos en proyectos como carreteras y represas (SANHUEZA PLAZA & RODRÍGUEZ CIFUENTES, 2013).

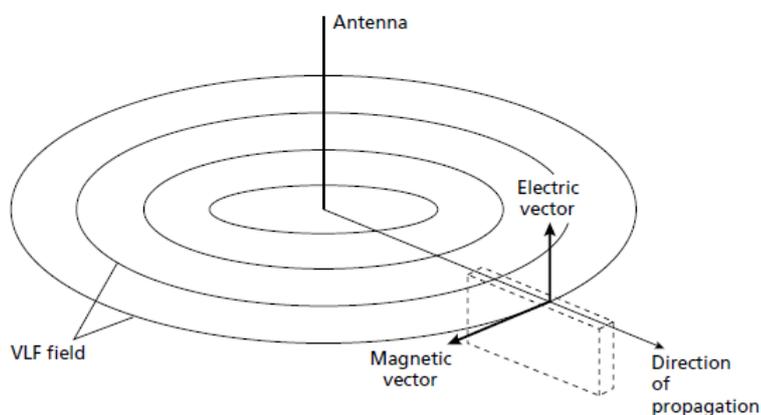
1.5.12 Métodos Geofísicos

Sondeos electromagnéticos

Los métodos de prospección electromagnética (EM) se basan en la respuesta del suelo a campos electromagnéticos. Estos campos, creados mediante corriente alterna en una bobina transmisora, generan respuestas en el suelo en forma de campos electromagnéticos secundarios detectados por una bobina receptora mediante inducción electromagnética. El campo primario viaja tanto por encima como por debajo de la superficie, y en un suelo homogéneo, las diferencias son mínimas. Sin embargo, si hay un conductor en el subsuelo, este induce corrientes de Foucault que generan su propio campo electromagnético secundario. La respuesta del receptor varía en fase y amplitud en comparación con el campo primario solo, lo que permite detectar la presencia de cuerpos conductores en el subsuelo.

Estas diferencias entre los campos electromagnéticos transmitidos y recibidos revelan la presencia del conductor y proporcionan información sobre su geometría y propiedades eléctricas (Kearey et al., n.d.). ver **Figura 1.8**.

Figura 1.8 Esquema de sondeo electromagnético

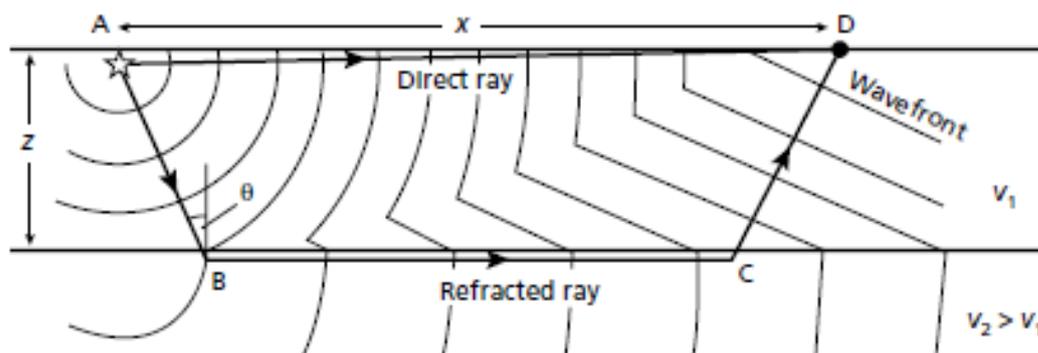


Sísmica de refracción

La prospección por refracción sísmica utiliza energía sísmica que regresa a la superficie tras viajar a través del suelo por trayectorias refractadas. La primera llegada de energía sísmica a un detector siempre representa una trayectoria directa o refractada. Esto permite realizar encuestas de refracción simples enfocadas en la primera llegada de energía, interpretando los diagramas tiempo-distancia para obtener información sobre la profundidad de las interfaces de refracción. Sin embargo, este enfoque simple no siempre brinda una imagen completa o precisa del subsuelo, por lo que en ocasiones se requieren interpretaciones más complejas. (Kearey et al., n.d.)

El método se utiliza principalmente para localizar interfaces de refracción que separan capas con diferentes velocidades sísmicas, pero también es válido cuando la velocidad varía continuamente en función de la profundidad o en dirección lateral ver **Figura 1.9**. (Kearey et al., n.d.)

Figura 1.9 Esquema de funcionamiento de sismica de refracción



1.6 Geología Regional

La división lito-tectónica llamada "Terreno Salado" en la BGS abarca una amplia gama de formaciones geológicas que datan del Jurásico Medio y Superior en la cordillera Real ecuatoriana. Incluye elementos como skarns cálcico-magnésicos, anfibolita, meta-andesitas, esquistos verdes y esquistos pelíticos en la unidad Upano, así como esquistos pelíticos, gneises, mármoles y meta-sedimentos en otras unidades. El "Terreno Alao" está compuesto por areniscas verdes, meta-basaltos, meta-andesitas, meta-turbiditas, cherts, mármoles y un melange tectónico con sedimentos marinos en la unidad Peltetec. Además, el "Terreno Guamote" incluye las unidades Cebadas y Punín (ING. EUGENIO NÚÑEZ DEL ARCO Ms. C., 2003). **Ver Figura 1.10**

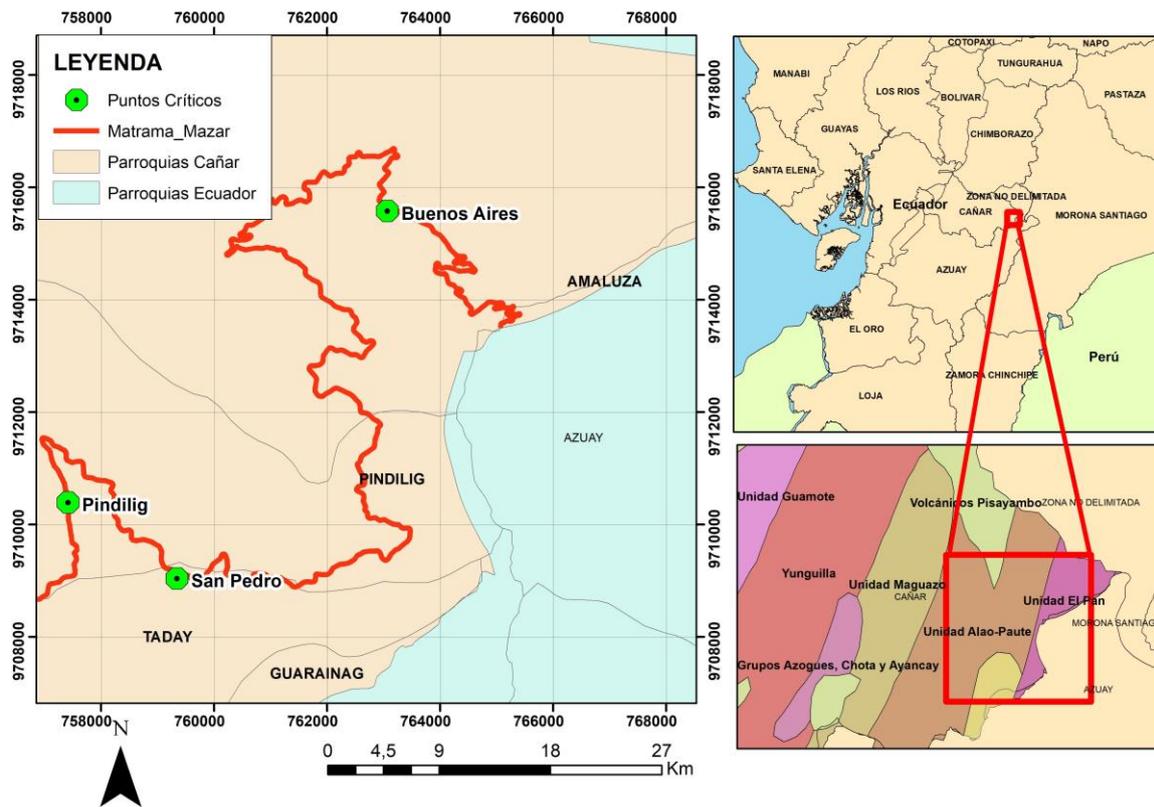
Figura 1.10 Columna estratigráfica (jurásico) del sur de la cordillera real (según BGS, 1994.)

PERÍODO/ÉPOCA	TERRENO	LITOLOGÍA	
JURÁSICO- CRETÁCEO INFERIOR	GUAMOTE	J _{10p}	Unidad Punín : quartzitas, púldas y negras con pizarras melanosas
		J _{10c}	Unidades Guasuntos y Cebadas : pizarras negras con duricitas menores
		J _{10z}	Unidad Pelteteo : melanga tectónica con sedimentos oceánicos
	ALAO	J _{10m}	Unidad Maguazo : metatubiditas, meta-andesitas, cherts, mármol
		J _{10a}	Unidad Alao-Paute : areniscas verdes metabasálticas y meta-andesíticas, metasedimentos, mármol
		J _{10e}	Unidad El Pan : esquistos pelíticos y grafiticos, esquistos verdes
	BALADO	J ₈	Unidad Como Hermosa : mármol y metasedimentos
		J ₆	Unidad Upano : meta-andesitas, metagrauwacas, esquistos pelíticos y grafiticos
		J ₂	Granitoides Zamora : granodiorita y diorita
		J ₄	Campo de skarn : Unidad Plunza metamorfoseada
AMAZÓNICO	J ₉	Unidad Misuhalli : lavas, calca-alcálicos y piroclastos	
	J ₁	Unidad Chapizo : napas rojas, turbiditas, volcánicas, lutitas	

1.6.1 Geología local

La zona de investigación se extiende a lo largo de tres provincias: Pindilig, Taday y Rivera como se muestra en la **Figura 1.11** Estas provincias están ubicadas dentro de la unidad geológica Alao-Paute, que se caracteriza por su composición litológica de meta lavas basálticas, meta andesitas y esquistos. A su vez, esta unidad geológica está rodeada por otras Unidades, como la Unidad El Pan, que está compuesta por esquistos verdes y negros, la Unidad Volcánicos Pisayambo, que incluye andesitas a riolitas y piroclastos, y finalmente, la Unidad Maguazo, que se compone de metagrauwacas y metalavas.

Figura 1.11 Mapa de ubicación de puntos críticos y unidades geológicas

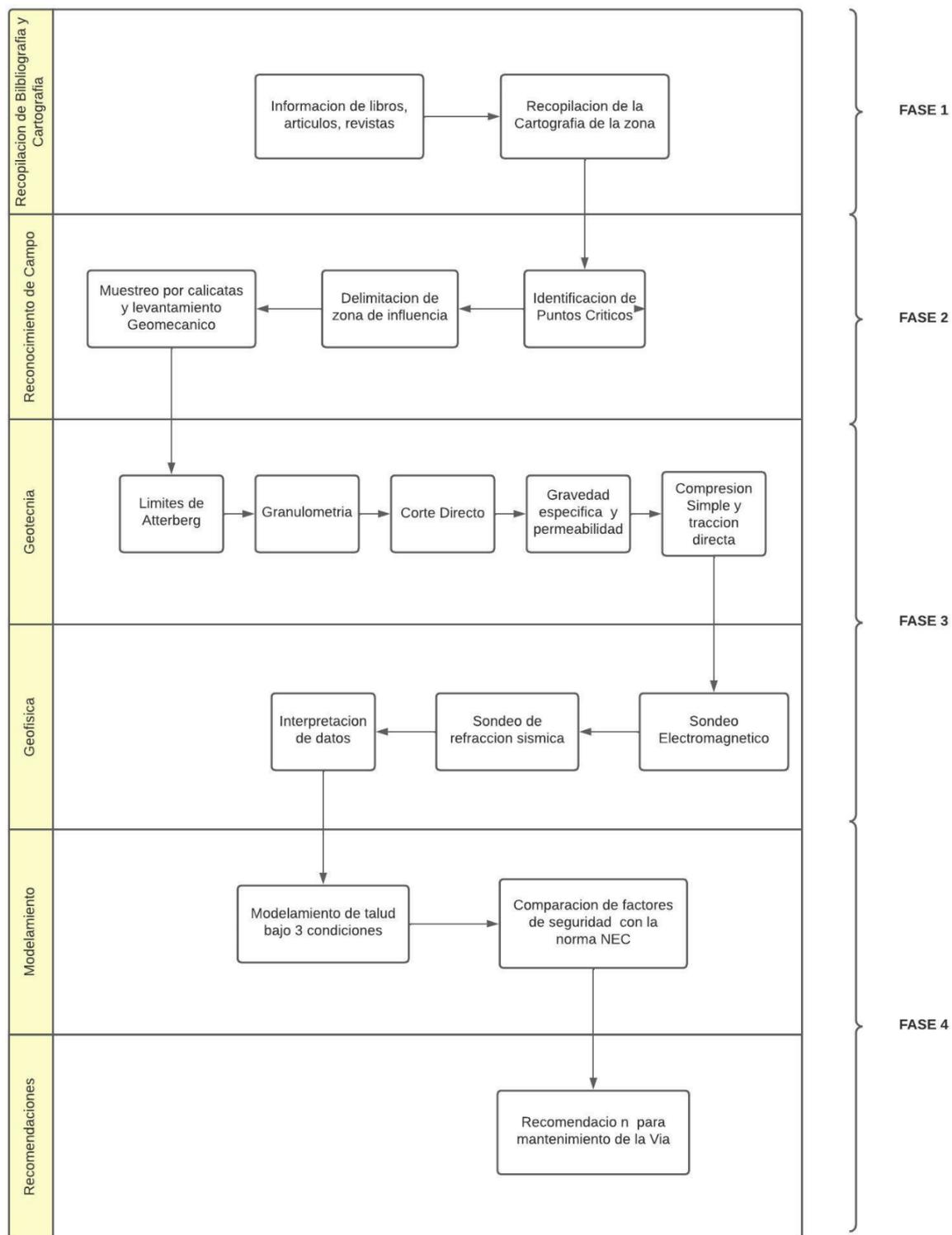


CAPÍTULO 2

2 Metodología.

Para la elaboración de este proyecto, se tomó en consideración y se siguió como guía el artículo titulado "Soil Slope Stabilization" presentado por G. J. Hearn*, T. Hunt y S. d'Agostino. En este artículo se abordan las causas de los deslizamientos en carreteras, así como las medidas para asegurar la estabilidad de los taludes según el tipo de falla. El enfoque metodológico empleado en este estudio se dividió en cuatro fases distintas, como se muestra en la **Figura 2.1** La Fase 1 se dedicó a la recopilación de datos bibliográficos, la Fase 2 consistió en la observación directa en campo, la Fase 3 incluyó ensayos geotécnicos de laboratorio y métodos geofísicos, y finalmente la Fase 4 se enfocó en el modelado de los taludes y la formulación de recomendaciones para las medidas de mantenimiento en las carreteras.

Figura 2.1 Metodología por fases



2.1 Recopilación de información bibliográfica

Para abordar la problemática de este proyecto, se inició con una búsqueda bibliográfica exhaustiva que abarcó libros, artículos, tesis, estudios previos y cartografía específica de la zona de Cañar. Entre las fuentes clave utilizadas, se destacan:

- "Estabilización de Taludes de Suelos" (Gareth J. Hearn, 2011)
- "Slope Engineering for Mountain Roads" (Gareth J. Hearn, 2011)
- Tesis: "Modelo para la Estabilización de Taludes en las Carreteras del Subtrópico del Noroccidente del Ecuador a Fin de Evitar Accidentes de Tránsito y Disminuir los Costos de Operación Vehicular" (Ing. Vicente Ulpiano Revelo Burgos, 2008)
- "Geología del Ecuador" (ING. EUGENIO NÚÑEZ DEL ARCO Ms. C., 2003)
- Artículo: "Study on the Influence of Slope Height and Angle on the Factor of Safety and Shape of Failure of Slopes Based on Strength Reduction Method of Analysis" por Henok Marie Shiferaw
- Recurso: "Deslizamientos: Técnicas de Remediación" (Jaime Suarez, n.d.)
- "Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) - (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, n.d.)

Estas fuentes proporcionaron un sólido fundamento para comprender la temática en profundidad y fueron esenciales para el desarrollo del proyecto al proporcionar directrices y conocimientos fundamentales.

2.2 Reconocimiento en Campo

2.2.1 Identificación de puntos críticos

En el contexto de esta sección, se procedió a realizar visitas a las áreas afectadas por deslizamientos con el objetivo de obtener un entendimiento directo de los problemas. Durante estas

visitas, se recolectaron coordenadas iniciales que posteriormente fueron georreferenciadas en el mapa **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1 *Coordenadas de puntos críticos*

Coordenada X	Coordenada Y	Sector
763087	9715608	Buenos Aires
759361	9709104	San Pedro
757435	9710444	Pindilig

2.2.2 *Delimitación de zonas afectada*

Para llevar a cabo la delimitación precisa de las áreas afectadas, se realizó un minucioso recorrido basado en las coordenadas previamente establecidas en la **Tabla 2.1**, que identificaban los puntos críticos. Durante esta etapa, se buscó activamente evidencias de características tales como grietas de tracción, escarpes y surgencias de agua. En cada uno de estos indicios, se recolectaron datos precisos, como las coordenadas geográficas, la profundidad de las grietas, su apertura, extensión y dirección correspondiente.

Este proceso permitió distinguir entre deslizamientos en curso y deslizamientos pasados. El resultado de este análisis se ilustra en la **Figura 2.2**, donde se visualizan claramente los hallazgos mencionados. Una vez que estos datos fueron recopilados y evaluados exhaustivamente, se procedió a incorporarlos en la cartografía previamente establecida. De esta manera, se logró una representación cartográfica precisa y detallada de las áreas afectadas por los deslizamientos.

Figura 2.2 Reconocimiento de Campo



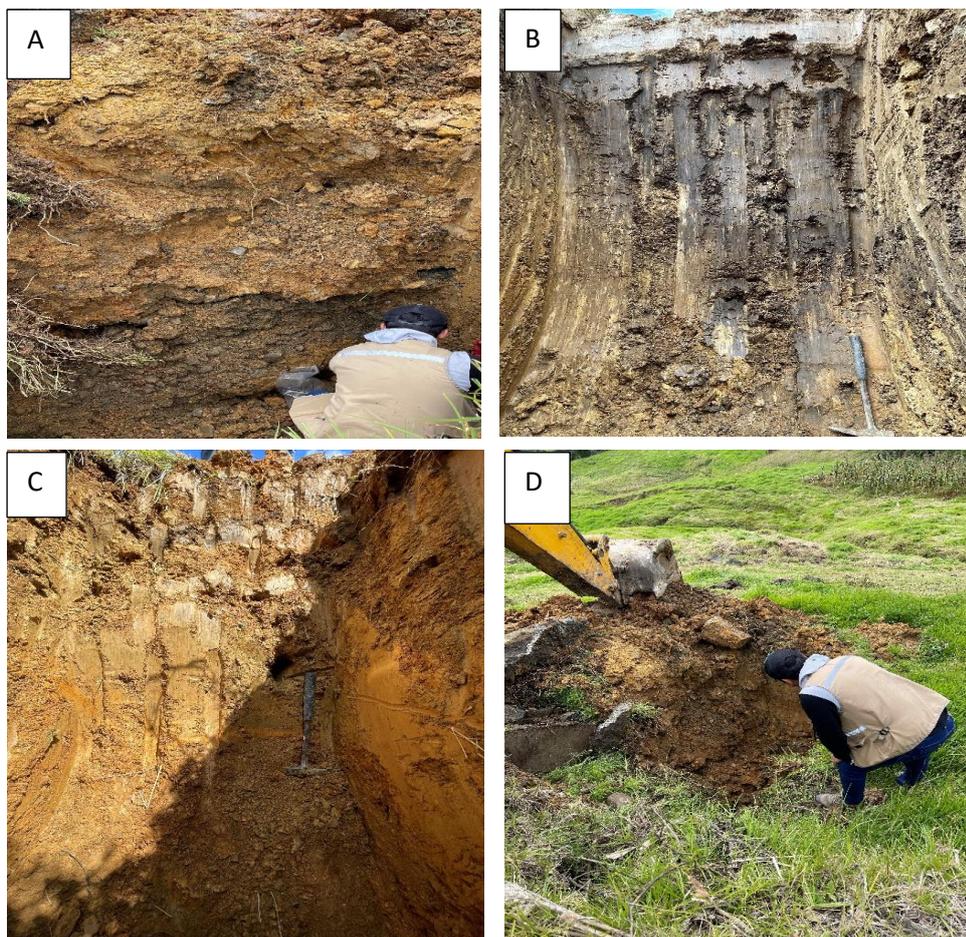
A) Medición de grietas, B) Toma de dirección de escarpes, C) cuerpo de agua, D) grieta de tracción

2.2.3 Muestreo y levantamiento geomecánicos

Se recolectaron muestras utilizando calicatas excavadas a una profundidad de dos metros. Esta metodología se eligió con el fin de obtener muestras representativas del suelo. Se tuvo especial cuidado para evitar la selección de material de relleno, garantizando así la fiabilidad y la coherencia de los datos con el tipo de suelo presente en el área. Las calicatas se realizaron empleando una retroexcavadora **Figura 2.3** proporcionada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Cañar.

Una vez obtenidas las muestras, se las colocó en fundas de muestras para preservar su humedad natural y prevenir alteraciones en las características originales del suelo. Cada muestra recibió un código único correspondiente al lugar específico de extracción en donde al sector los cuales fueron BA, PIN, SP, de los sectores Buenos Aires, Pindilig y San Pedro respectivamente. El peso promedio de cada muestra fue de alrededor de 5 kg.

Figura 2.3 Muestreo y levantamiento geotécnico y geomecánica



A) calicata del sector Pindilig, B) calicata del sector Buenos Aires, C) calicata del sector San Pedro, D) cierre de calicata

En la zona de San Pedro, se recopilaron datos esenciales destinados a completar una ficha geomecánica. Estos datos se extrajeron de acuerdo con las especificaciones señaladas en la **Tabla 2.2**. Además de esto, se procedió a recolectar una muestra de roca para elaboración de núcleos de perforación y descripción litológica. Las fichas se adjuntan en el **Apéndice**

Tabla 2.2 *Parámetros que conforman la elaboración de una ficha geomecánica*

Estructura estudiada	Característica	Método
Matriz rocosa	Identificación	Observaciones de campo
	Meteorización	
	Resistencia de la roca	Ensayos de laboratorio
Discontinuidades	Orientación	Brújula
	Espaciado	Cinta métrica
	Continuidad	
	Rugosidad	Observaciones de campo
	Aperturas	Cinta métrica
	Relleno	Observaciones de campo
	Filtraciones	
Macizo rocoso	Familia de discontinuidades	Observaciones de campo
	Grado de meteorización	

2.3 Geología

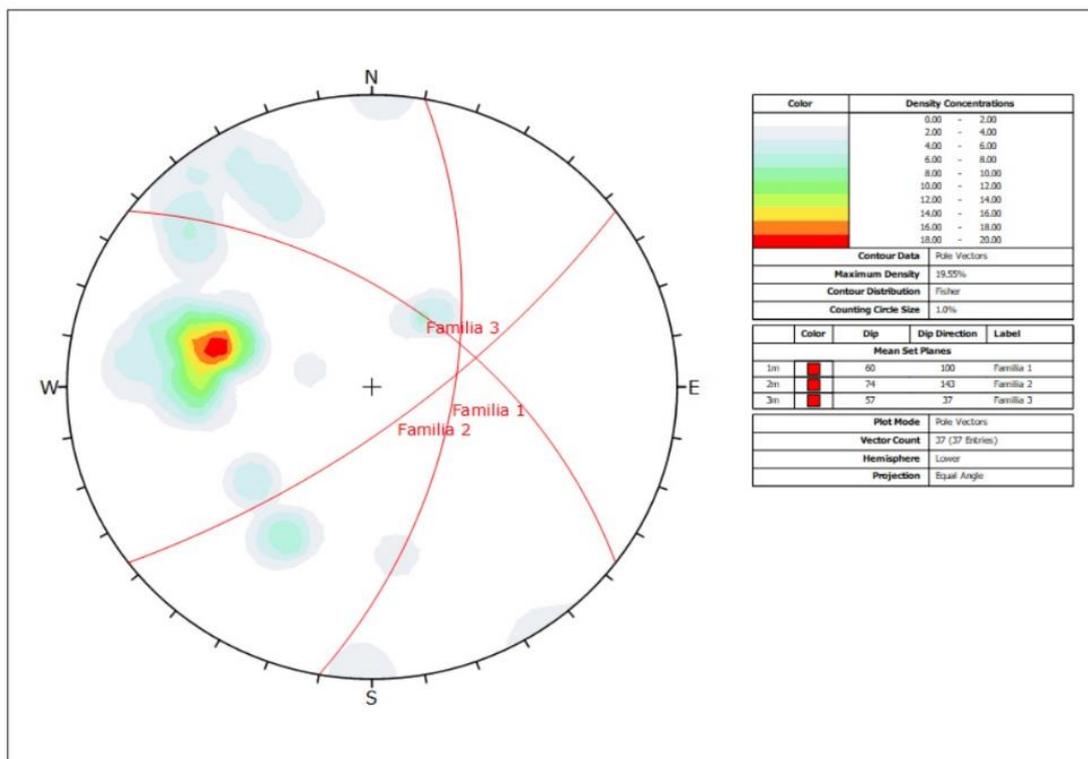
2.3.1 Descripción litológica

Se llevó a cabo una detallada descripción a nivel macroscópico del afloramiento geológico ubicado en la zona de San Pedro. Además, se procedió a realizar una descripción a una escala intermedia (meso escala) de la muestra previamente mencionada, extraída en el mismo lugar. Como complemento a estas descripciones, se crearon fichas descriptivas para cada calicata que fue excavada. Esta estrategia permitió obtener una descripción precisa de las propiedades y características del suelo directamente en su entorno original.

2.3.2 Geología estructural

Utilizando los datos recopilados de la ficha geomecánica, se introdujeron los valores de la inclinación (dip) y dirección (dip direction) en el formato adecuado en el software Dips desarrollado por Rockscience. El propósito principal de esta acción fue el análisis de cuántas familias de fracturas pueden identificarse aproximadamente en el afloramiento geológico **Figura 2.4**.

Figura 2.4 Parámetros estructurales procesados en Dips



2.4 Geotecnia

Con las muestras de suelo obtenidas en el campo y detalladas en la **Tabla 2.3**, una vez en el entorno del laboratorio, se inició un proceso de preparación inicial para cada una de las muestras.

Tabla 2.3 Coordenadas y Códigos de muestras de campo

Muestras de suelo				
Coordenada X	Coordenada Y	Código	Sector	Profundidad (m)
763087	9715608	BA E1	Buenos Aires	2
763108	9715643	BA E2	Buenos Aires	2
757427	9710410	PIN	Pindilig	2
759336	9709117	SP	San Pedro	2

Esta fase comprendió la separación de al menos 3 kg de material, seguido por su pesado y el posterior secado en un horno durante un periodo de 24 horas. Posteriormente, se volvieron a pesar las muestras para calcular así el porcentaje de humedad con la siguiente (**ecuación 2.1**). Este valor se utilizará como factor relevante en los ensayos que se realizarán en etapas posteriores.

$$\% \text{Humedad} = \frac{P_{mh} - P_{ms}}{P_{ms}} * 100 \quad (2,1)$$

Donde:

- P_{mh} = peso de la muestra húmeda
- P_{ms} = peso de la muestra seca

Ensayos de laboratorio

En el Laboratorio de Geotecnia y Construcción de FICT, se llevaron a cabo una serie de ensayos con el propósito de determinar la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) de los suelos en cuestión. Para lograr este objetivo, se ejecutaron ensayos de granulometría y límites de Atterberg, parámetros importantes al momento de realizar la clasificación. Además, se realizaron otros ensayos destinados a evaluar las propiedades físicas del material que constituye los taludes como la porosidad, permeabilidad y gravedad específica de cada muestra. Junto a estos, se llevaron a cabo ensayos de resistencia a la compresión simple para evaluar la calidad del macizo rocoso.

2.4.1 Ensayo para Clasificación de suelo tipo SUCS

Granulometría

Para llevar a cabo este ensayo de manera precisa, se siguió un procedimiento metódico que se encuentran en las guías de (Laboratorio de Geotecnia y Construcción de FICT, n.d.). En primer lugar, se realizó la desagregación individual de cada muestra utilizando un mazo de goma. Esta técnica fue esencial para soltar el material que se encontraba compactado, permitiendo que el componente fino quedara completamente libre. Esta fase fue realizada en conformidad con la norma ASTM D 422-00.

Posteriormente, se empleó un cuarteador de arenas para obtener muestras de 500 g, las cuales fueron cuidadosamente pesadas. Acto seguido, se llevó a cabo un proceso de lavado de estas

muestras a través del tamiz N 200. El propósito principal de este lavado fue eliminar el componente fino, incluyendo limos y arcillas, que podrían haber estado presente en el material. Una vez finalizada esta etapa, se procedió al secado del remanente durante un período de 24 horas. Después de este proceso de secado, se continuó con el ensayo de granulometría, colocando la muestra en la torre de tamices N 200, N 100, N 50, N 30, N16, N 8, N 4, durante 2 min, luego se procedió a pesar el material retenido en cada tamiz para posteriormente realizar una curva granulométrica para observar la distribución de granos.

Límites de Atterberg

Con el objetivo de determinar el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad, se realizó un proceso específico. En primer lugar, se extrajo una muestra de 500 g del material en cuestión. Posteriormente, esta muestra se sometió a un tamizado a través del tamiz N 40.

Límite líquido (LL)

El proceso se realizó con precisión siguiendo los siguientes pasos: Primero, se tomó el material ya tamizado y se colocaron aproximadamente 150 g en un mortero. Luego, se añadió agua de forma gradual mientras se homogeneizaba la mezcla con la ayuda de una probeta y una espátula. Una vez lograda la homogeneidad, la mezcla se dispuso en la cuchara de Casagrande, dividiéndola en dos partes y creando una separación en el centro.

Seguidamente, se procedió a contar el número de golpes necesarios para que las dos partes de la mezcla se unieran nuevamente. Después de esta observación, se separó la porción que se fusionó y se procedió a pesarla, posteriormente, esta porción se colocó en un horno para su secado. Este procedimiento se repitió en cuatro ocasiones para cada muestra, asegurándose de que el número de golpes necesario estuviera en un rango de entre 10 y 40, ya que los datos obtenidos fuera de este intervalo no serían válidos para el análisis. Cada repetición de este procedimiento siguió las instrucciones del repositorio de (Laboratorio de Geotecnia y Construcción de FICT, n.d.).

Limite plástico (LP)

Después de completar la determinación del Límite Líquido (LL), se trabajó con el remanente en el mortero. Se tomaron dos muestras de aproximadamente 10 g cada una. Estas muestras se dejaron secar a temperatura ambiente durante unos minutos, hasta que se volvieron lo suficientemente manejables sin adherirse a las manos.

Una vez alcanzado este estado, se procedió a colocar la muestra en una placa de vidrio y se rodó suavemente hasta formar pequeños cilindros de unos 3 mm de diámetro. Este proceso continuó hasta que el material presentara grietas o fisuras. Posteriormente, estos cilindros se colocaron en un recipiente y se llevaron al horno para un período de secado de 24 horas. Este procedimiento se repitió dos veces para cada muestra, garantizando así la confiabilidad y la precisión de los resultados obtenidos.

Índice de plasticidad (IP)

Se obtiene a realizar la resta entre el límite líquido y límite plástico.

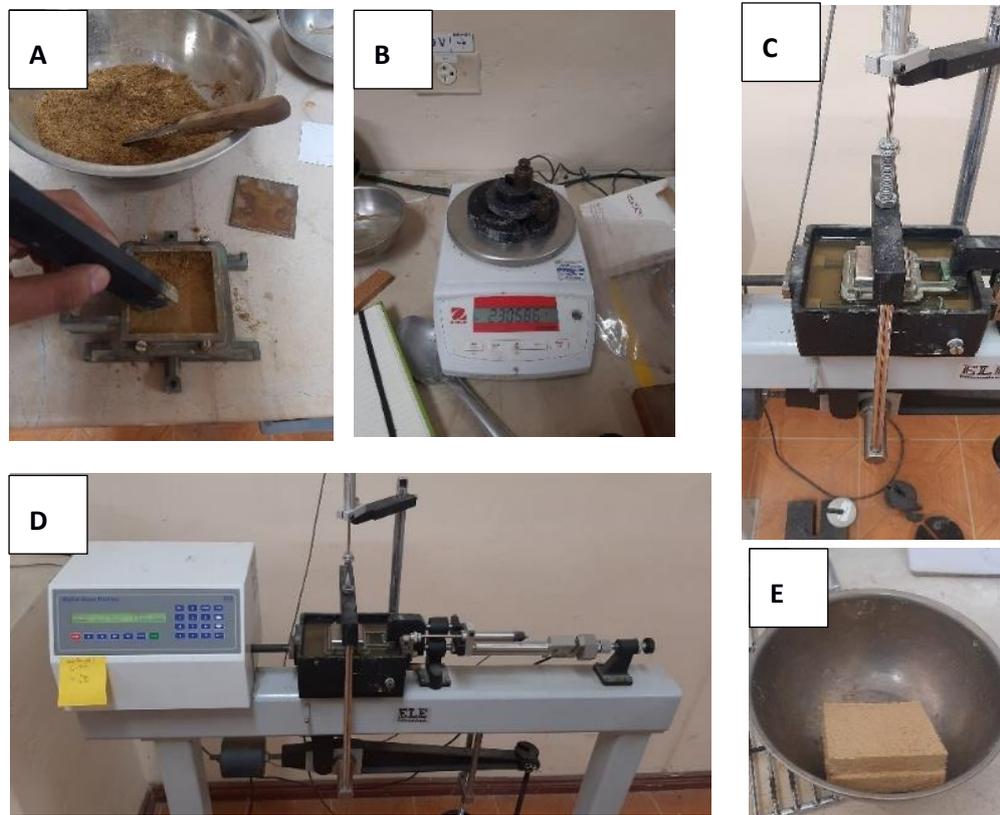
2.4.2 Corte directo

Para ejecutar este ensayo, se siguió un proceso preciso. Primero, se tamizó cada muestra utilizando el tamiz N 10 hasta obtener alrededor de 500 g de material que pasara a través del tamiz. A continuación, utilizando el porcentaje de humedad obtenido en la **sección 2.4**, se añadió la cantidad de agua correspondiente y se homogeneizó la muestra.

Luego, se procedió a llenar la caja de corte en cinco capas, asegurándose de que la capa número 3 estuviera posicionada entre las divisiones superior e inferior de la caja. Considerando las dimensiones de la caja, se calculó el peso unitario de cada muestra. Después se dejó la muestra consolidando durante 1 día por cada ensayo, luego se realizó el corte necesario. Posteriormente, la muestra se colocó en un horno para secar y se obtuvieron valores del software asociado al equipo de

corte después de que la muestra estuviera completamente seca en la **Figura 2.5** se esquematiza lo mencionado.

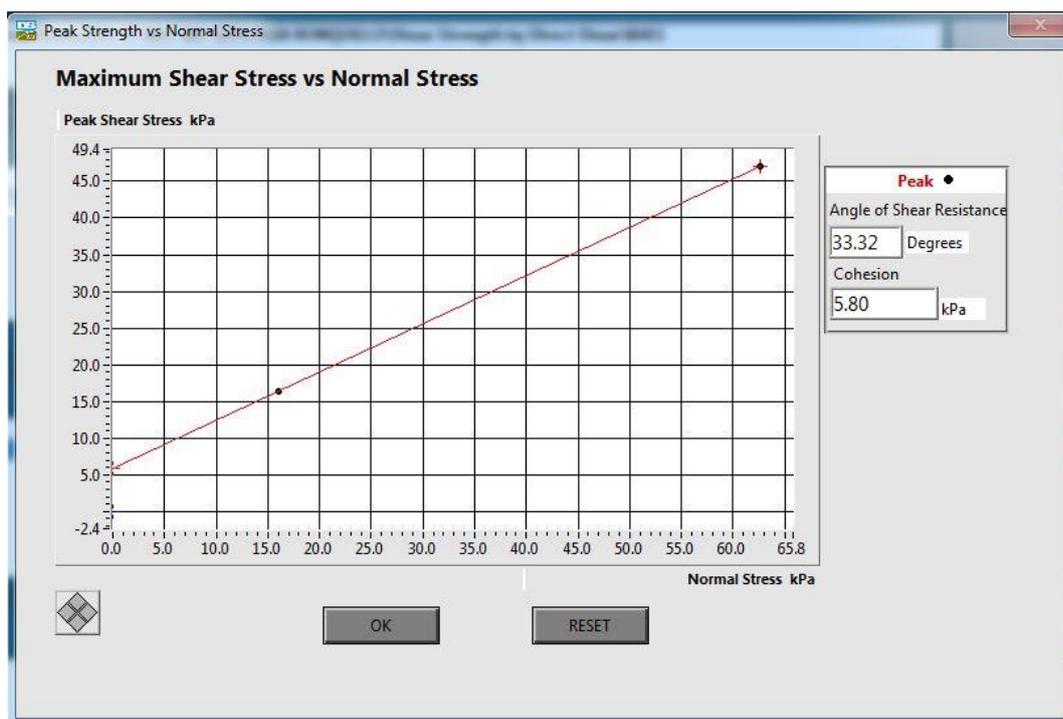
Figura 2.5 *Ensayos geotécnicos*



A) colocación de muestra en la caja de corte, B) pesas para consolidación, C) consolidación de muestra, D) corte de muestra, E) muestra seca

El propósito central de llevar a cabo este ensayo fue obtener la envolvente de ruptura. Esto, a su vez, permitió determinar los valores de cohesión c y ángulo de fricción Φ , esenciales para comprender el comportamiento de los materiales sometidos a esfuerzos cortantes en diversas condiciones **Figura 2.6**.

Figura 2.6 *Envolvente de rotura de una de las muestras ensayadas*



2.4.3 Características físicas del suelo

Gravedad específica

Se realizó el ensayo de gravedad específica como paso inicial para calcular los valores de porosidad. Para llevar a cabo este ensayo, se tomaron muestras secas de aproximadamente 75 g de cada muestra a través del tamiz No. 40. El proceso se llevó a cabo de la siguiente manera:

Se registró el peso de un matraz de 500 ml. Luego, se procedió a pesar el matraz con agua hasta la marca de los 500 ml, asegurándose de que el nivel de agua en el cuello del matraz coincidiera con la línea guía. Se midió la temperatura del agua con un termómetro para ajustar la densidad en esas condiciones, siguiendo la norma (ASTM D 854-02.) En este caso, la temperatura registrada fue de 27.7°C.

Posteriormente, se eliminó el agua del matraz y se introdujo la muestra. Una vez hecho esto, se llenó el matraz con agua hasta la mitad, y luego se agitó suavemente en círculos para homogeneizar el agua con la muestra. A continuación, se aplicó una bomba de vacío para eliminar el

aire de la muestra, siendo cuidadosos de interrumpir el proceso cuando aparecieran burbujas de mayor tamaño, lo cual indicaba la necesidad de retirar la bomba.

Una vez completada la eliminación del aire, se volvió a llenar el matraz hasta la línea guía y se procedió a pesar la muestra en la **Figura 2.7** se esquematiza el procedimiento mencionado. Con estos datos, se calculó el valor de la gravedad específica. Este procedimiento se repitió dos veces por cada muestra, asegurando así resultados consistentes y confiables.

Figura 2.7 Ensayo de gravedad específica



A) colocación de muestra en el matraz, B) homogenización de muestra y agua, C) extracción de aire por bomba de vacíos, D) pesado de muestra final

Porosidad

Para determinar la porosidad, es necesario utilizar los valores obtenidos durante el ensayo de gravedad específica en la **sección 2.7** y el porcentaje de humedad en la **sección 2.4**. Estos valores deben ser sustituidos en la siguiente **ecuación 2.2**.

$$n = 1 - \left(G_s * \frac{\%h}{100} \right) \quad (2.2)$$

Donde:

- n: porosidad
- G_s: gravedad específica
- %h: porcentaje de humedad

Permeabilidad

Para llevar a cabo este ensayo, se realizó un proceso ordenado. En primer lugar, se tamizó cada muestra utilizando el tamiz N10, con el objetivo de alcanzar un pasante de 1 kg. Luego, se calculó el porcentaje de humedad y se ajustó el peso de la muestra de acuerdo con este valor.

Una vez que se logró una homogeneización adecuada entre el agua y la muestra, se procedió a armar el permeámetro. Se prestó especial atención a compactar la muestra de manera efectiva, evitando la formación de huecos que pudieran afectar el ensayo en la **Figura 2.8** se esquematizan los pasos. Dado que la muestra contenía una mayor cantidad de material fino, se optó por utilizar el método de carga variable. Todos los pasos para seguir se basaron en las instrucciones proporcionadas en las fichas suministradas por (Laboratorio de Geotecnia y Construcción de FICT, n.d.). Para obtener este dato se usó la siguiente ecuación.

$$K = \frac{L * a * C_v}{A * t} * Ln \frac{h_1}{h_2} \quad (2.3)$$

Donde:

- L: es el largo del permeámetro
- A: área del permeámetro
- a: área del tubo capilar
- t: tiempo que tarda desde una altura a otra
- C_v; viscosidad del agua de acuerdo con la temperatura.
- h₁, h₂: alturas

El propósito de realizar este ensayo es obtener un valor más preciso de como el agua por este medio, y cuanto demora en drenar.

Figura 2.8 *Ensayo de permeabilidad*



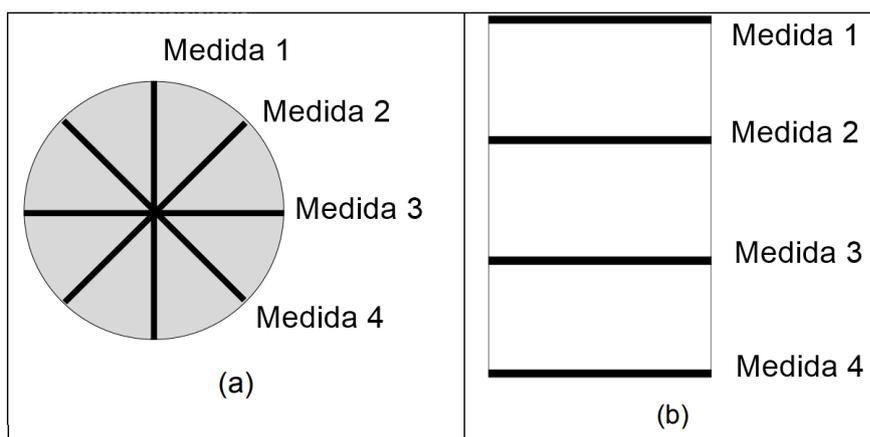
A) muestra homogenizada con el porcentaje de humedad, B) permeámetro armado, C) ensayo de carga variable

2.4.4 Resistencia a la Compresión simple y tracción directa (Método Brasileño)

La muestra que se recolectó del sector San Pedro se usó para obtener dos núcleos de perforación, y dos probetas para tracción, para luego obtener un valor promedio de resistencia a la perforación, y dos probetas para tracción, para luego obtener un valor promedio de resistencia a la compresión con la relación establecida por Brock (1996), la resistencia a la compresión simple es 16 veces la tracción directa.

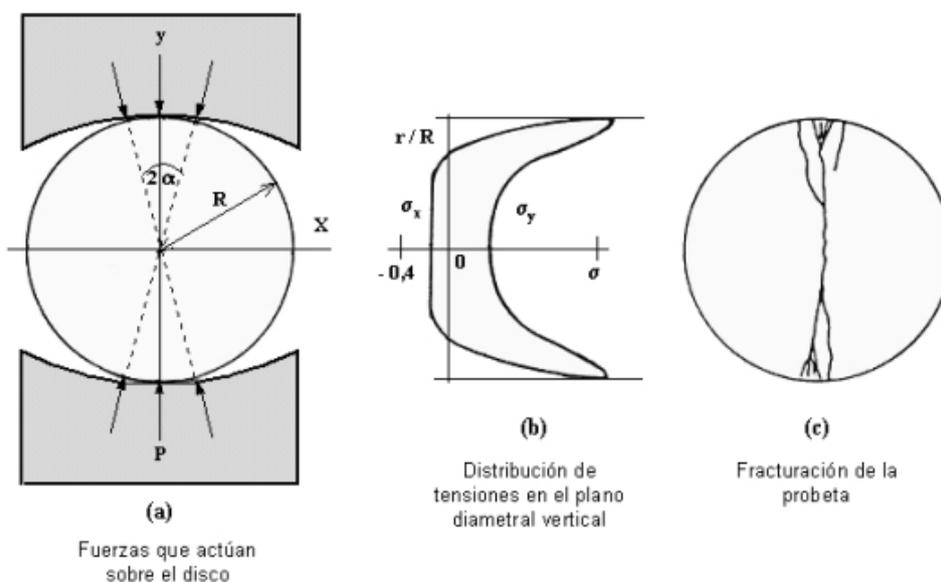
Se obtiene el núcleo teniendo en cuenta que la relación entre el largo y el diámetro debe ser 2.5, para tener esta relación se cortó los núcleos en el Laboratorio de Petrografía de FICT. Se procedió a tomar 5 medidas de altura y de diámetro con el fin de obtener un promedio de esta véase la **Figura 2.9**, mismo que fue ingresado el programa que opera la prensa hidráulica.

Figura 2.9 Medición de espécimen



Para el ensayo de tracción directa, se cortaron probetas tomando en cuenta la relación de largo de la probeta debe ser igual o cercano al radio de esta, para posteriormente ser sometido a las cargas en la prensa hidráulica ver **Figura 2.10**.

Figura 2.10 Ensayo de tracción directa método brasileño



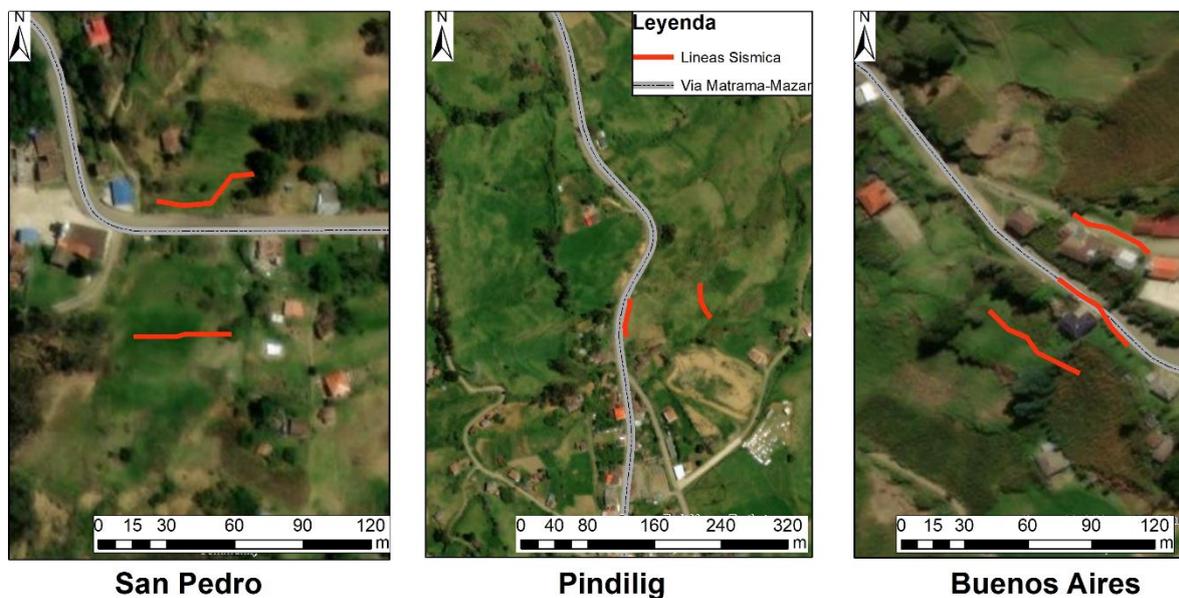
2.5 Geofísica

2.5.1 Sísmica de refracción

Este sondeo consta de dos partes, una en campo y otra en gabinete para procesar la información, para la primera parte se realizaron líneas sísmicas cerca de las carreteras afectadas y

sobre el talud véase la **Figura 2.11**, esto con el propósito de obtener los diferentes estratos por medio de las velocidades de onda p V_p .

Figura 2.11 Líneas sísmica de los tres sectores de estudio



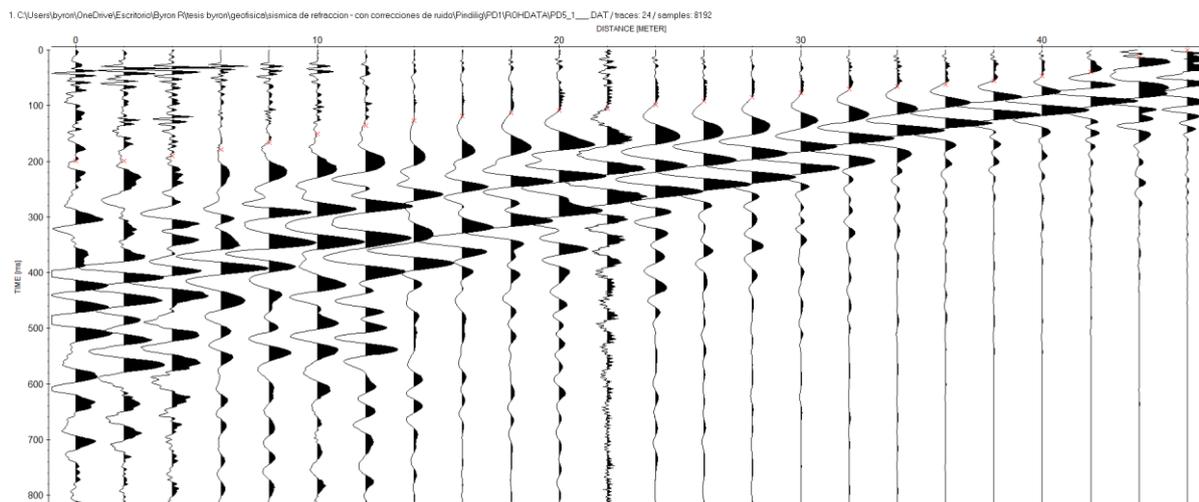
Este sondeo consistió en realizar un tendido de 46m, ubicando geófonos cada 2 metros, y luego se realizaron 5 disparos con el combo en los geófonos ubicados en las posiciones (0 m,10 m,22 m,34 m,46 m), se colocó un geófono disparado y un cilindro de goma que donde se golpeó al menos 3 veces con el propósito de limpiar la línea debido a las vibraciones naturales por el viento o por quebradas ver **Figura 2.12**.

Figura 2.12 Golpe para refracción sísmica



Una vez terminado el sondeo, se procedió a realizar la extracción de información para poder el análisis mediante el programa REFLEXW, importando los archivos en formato SG2 propios de sondeos sísmicos, para observar el arribo de onda **Figura 2.13**.

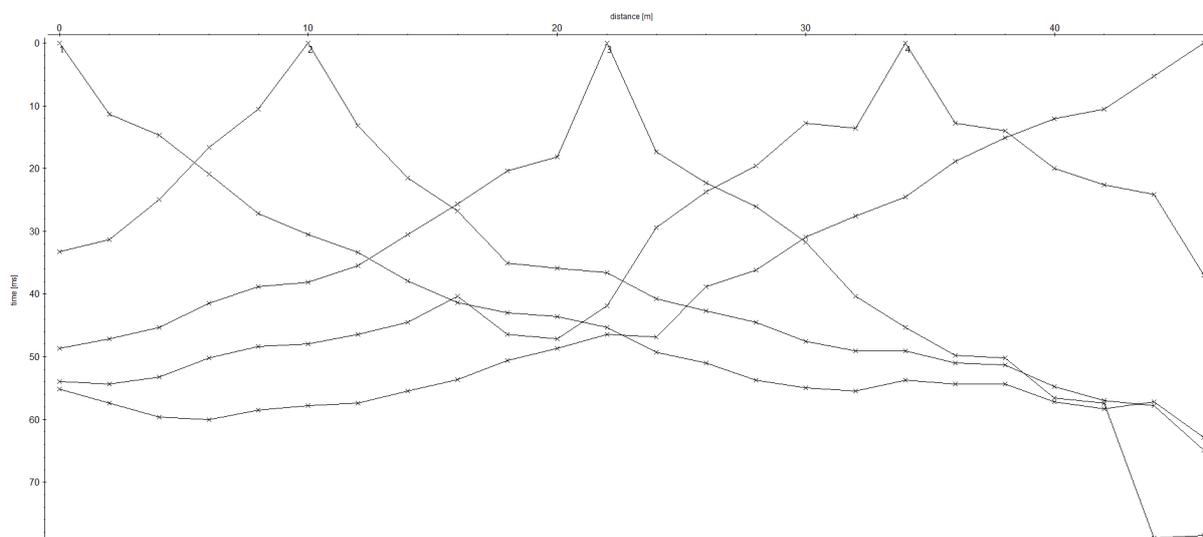
Figura 2.13 Arribo de Onda P en sondeo de refracción sísmica



Luego de realizar la importación de cada sondeo, se realizó el proceso de picking, que consistió en colocar en el programa de donde comienza el arribo de onda, ayudándose con el cambio de escala de ser necesario, esto se realizó en cada sondeo, para posterior a esto realizar una gráfica

de tiempos de Domocrona **Figura 2.14**, misma que se utilizó para realizar el modelo de perfil sísmico que será interpretado de acuerdo con la bibliografía recopilada y la geología de la zona.

Figura 2.14 Domocrona de todos los disparos



Cabe destacar que cada sondeo sísmico se lo hizo casi perpendicularmente a la dirección del deslizamiento, con el objetivo de obtener las litologías y ubicarlas en modelamiento del talud que se explicara más adelante.

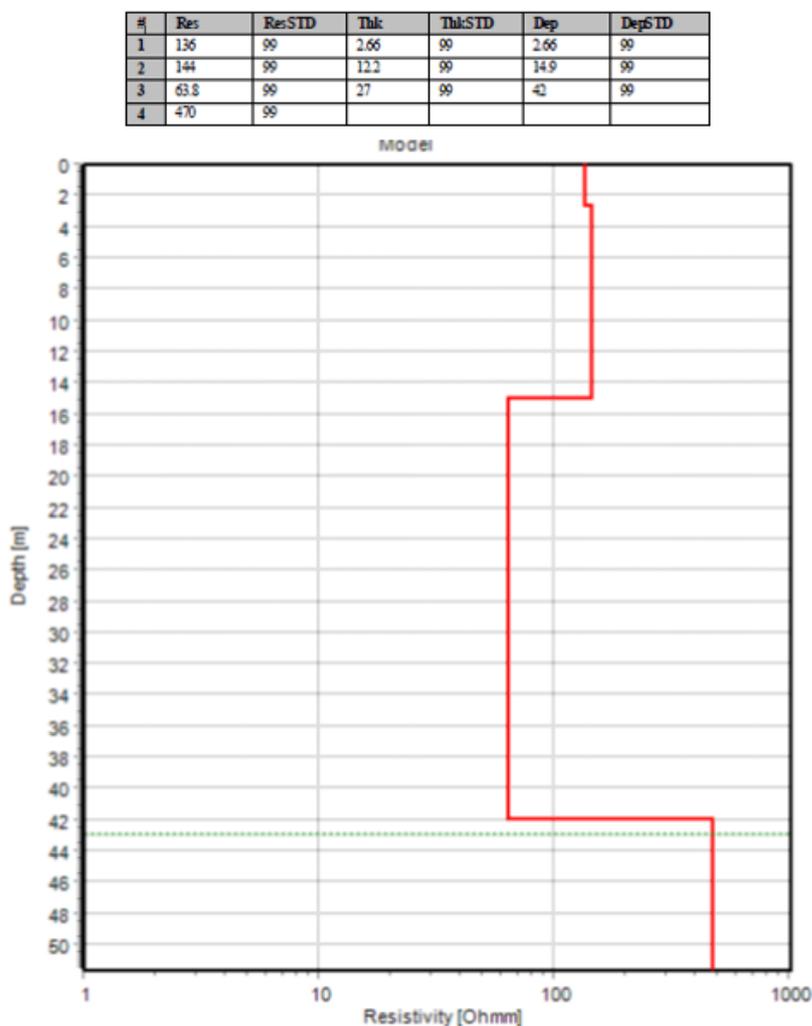
2.5.2 Método electromagnético

Se utilizó el método electromagnético como complemento al método sísmico. El método electromagnético tenía un alcance mayor que el método sísmico. Sin embargo, a diferencia de los datos proporcionados por la sísmica, el método electromagnético proporcionó datos puntuales basados en las variaciones de resistividad del suelo. El proceso de sondeo incluyó la disposición de un tendido con dimensiones de 40 m x 40 m. Se aseguró que el cable de este tendido estuviera en contacto constante con el suelo y que las superficies metálicas que podrían afectar el campo electromagnético se mantuvieran lo más alejadas posible. Después de esta preparación, se colocó una bobina en el centro del tendido y se emitió el pulso electromagnético.

En la fase de interpretación posterior, se utilizaron textos guía de geofísica como (Kearey et al., n.d.) fuentes de información. Estos textos proporcionaban datos estándar sobre las resistividades

de diferentes materiales. Además, se llevó a cabo una correlación con la geología de la zona. Esta correlación permitió crear una columna estratigráfica que relacionaba los datos de resistividad con las características geológicas identificadas en la zona. los resultados de dichos sondeos se los presentan en **la Figura 2.15**.

Figura 2.15 Gráfico de resistividades vs profundidad de uno de los sondeos



2.6 Modelamiento del talud

En el software Rockscience Slide, se llevaron a cabo modelos de estabilidad de taludes. Para ello, se requirieron datos topográficos proporcionados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, así como los resultados de los ensayos de corte directo y los datos geofísicos de los puntos de interés. Utilizando esta información, se procedió al cálculo del factor de seguridad (FS) en tres

escenarios diferentes: condiciones de sequía, condiciones de escorrentía y asumiendo un nivel freático a 3 metros de profundidad. Esta última consideración surgió porque, al momento de realizar las calicatas a una profundidad de 2 metros, el nivel freático aún no se había alcanzado.

Una vez que estos datos se introdujeron en el software, se aplicaron cuatro métodos distintos: Fellenius, Bishop, Jambu y Spencer. Estos métodos se aplicaron en condiciones pseudoestáticas, considerando el coeficiente sísmico proporcionado por la normativa ecuatoriana. Posteriormente, los resultados obtenidos utilizando estos métodos se compararon con los valores de factor de seguridad mínimo establecidos por el (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, n.d.)

Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Factores de seguridad mínimos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

Condición	FS Corte Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga muerta + carga viva nominal	1,5	1,25
Carga muerta + carga viva máxima	1,25	1,1
Carga muerta + carga viva nominal + sismo de diseño pseudo estático	1,1	1
Taludes – condición estática y agua subterránea normal	1,5	1,25
Taludes – condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1,05	1

CAPÍTULO 3

3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Levantamiento geológico y geomecánicos.

En las salidas de campo, se llevaron a cabo recorridos en las coordenadas especificadas en la **Tabla 2.1**. Durante estos recorridos, se identificaron grietas de tracción y escarpes que desempeñaron un papel fundamental en la delimitación de las áreas afectadas **Tabla 3.1**, la zona de susceptibilidad y la zona de deslizamiento activo. Después de este proceso, cada deslizamiento fue categorizado y clasificado en función del tipo de falla que presentaba, utilizando los criterios definidos en la tabla de clasificación correspondiente. La recopilación completa de los datos obtenidos en el campo se encuentra adjunta en el **Apéndice**.

Tabla 3.1 *Inventario de deslizamiento del sector San Pedro*

Escape/Grieta	Coordenadas	Rumbo	Profundidad (cm)	Apertura (cm)	Extensión (cm)
E1	17M 759294 9709004	155, 351	40, 42, 42	No	420
G1	17M 759297 9709008	176	30	24	278
G2	17M 759307 9708984	270	79	15	630
G3	17M 759309 9708987	289	92	27	

3.1.1 Delimitación de zonas de inestabilidad

Con los datos de inventario de cada sector se delimito el polígono en el software de ArcGIS Pro ver **Figura 3.1**, para proceder a obtener el área de cada uno de los polígonos de deslizamientos activos **Tabla 3.2** estas áreas serán usadas después para obtener el volumen de deslizamiento.

Figura 3.1 En este mapa se muestra la zona vulnerable y el deslizamiento activo de cada sector

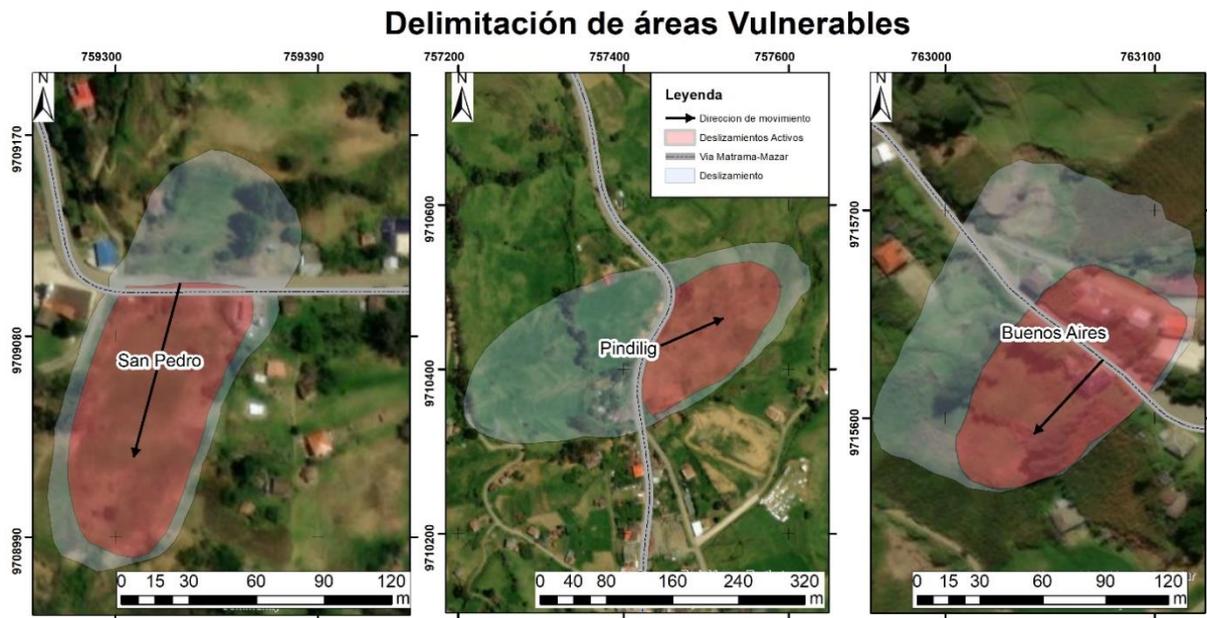


Tabla 3.2 Áreas de movimientos activos

Sector	San Pedro	Pindilig	Buenos Aires
Áreas (m ²)	6605,3	18773	7196,6

3.1.2 Caracterización geológica

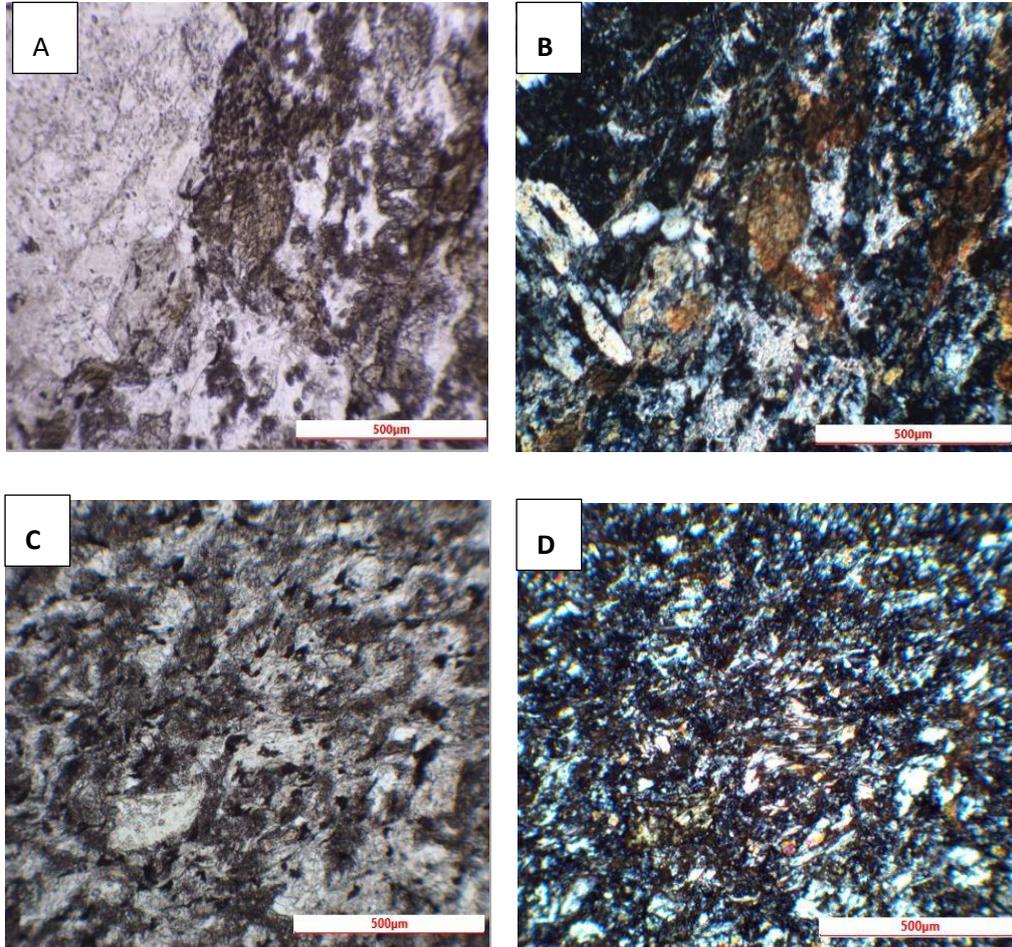
Con la muestra de mano tomada en el sector San Pedro y con la bibliografía correspondiente a la geología de la zona, se procedió a realizar una descripción a meso escala para la roca de mano **Figura 3.2**, y una descripción a microescala para la misma roca en lamina delgada con microscopio de luz polarizada en Nícoles paralelos (NII) y Nícoles cruzados (NX) ver **Figura 3.3**.

Figura 3.2 Muestra de mano



Roca de textura porfirítica, color gris verdoso, con minerales oscuros de aproximadamente 1,5 cm de largo y 0,5 cm de ancho, la roca presenta vetillas de cuarzo, los cristales son euhedrales,

Figura 3.3 Descripción microscópica de roca



A) Fenocristales de Hornblenda (NII), B) Fenocristales de Hornblenda (NX), C) Matriz microcristalina (NII), D) Matriz microcristalina (NX)

Descripción microscópica

Fenocristales de Hornblenda en una pasta microcristalina de cuarzo, sanidina y plagioclasas

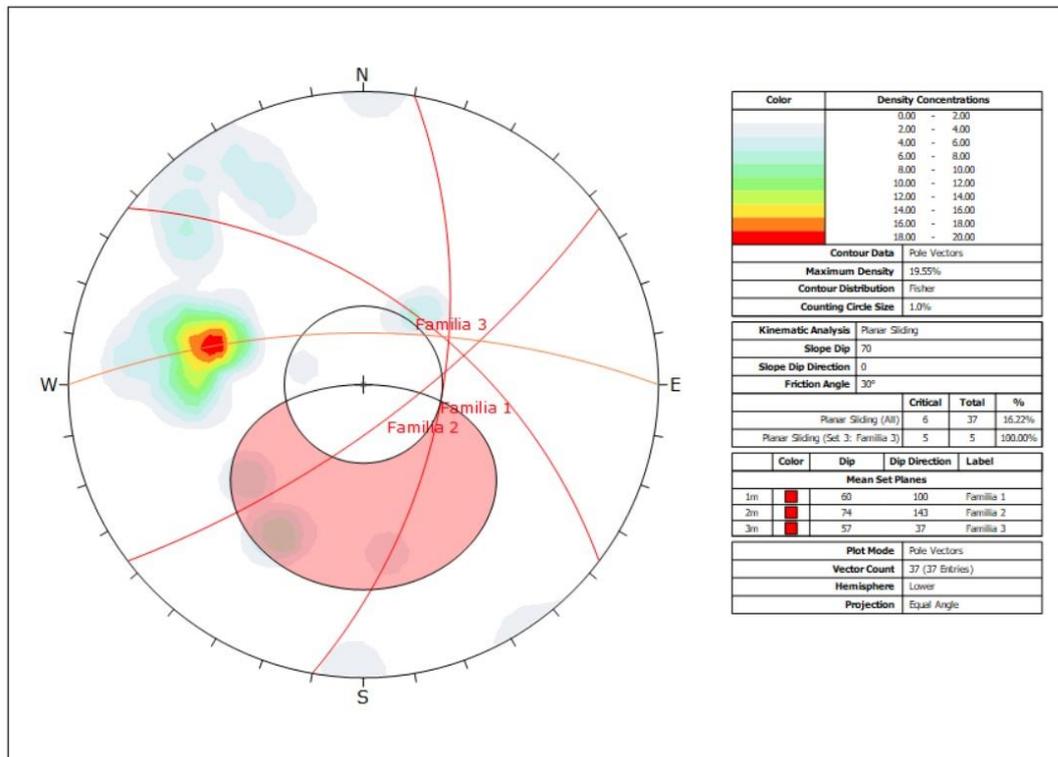
Nombre de roca: Ignimbrita Riolítica

3.1.3 Análisis estructural

Utilizando la información obtenida sobre la dirección y la inclinación de las capas de roca expuestas en la zona de San Pedro, se empleó el software Dips desarrollado por Rockscience **Figura 3.4**

El propósito fue identificar y clasificar las diferentes familias de fracturas presentes en esta formación rocosa.

Figura 3.4 Red estereográfica de la estación San Pedro



Se identificó 3 familias de diaclasas **Tabla 3.3**, además de que con respecto a la familia 3 existe la posibilidad de que ocurra un deslizamiento de tipo planar

Tabla 3.3 Datos estructurales de las 3 familias de fracturas

Familias	Buzamiento	Dirección de buzamiento
Familia 1	60	100
Familia 2	74	143
Familia 3	57	37

3.2 Caracterización geotécnica de suelos.

3.2.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

Se llevaron a cabo análisis detallados de granulometría y límites de Atterberg con el fin de determinar la clasificación SUCS de las cuatro muestras. Se observó de manera consistente que todas

estas muestras presentaban suelos con un contenido de finos superior al 50% excepto la muestra PIN que solo cruzo el 49,1 % de finos, evidenciado por su capacidad para pasar a través del tamiz de malla 200 después del proceso de lavado. La **Tabla 3.4** presenta un resumen de los datos obtenidos, mientras que los datos completos se encuentran disponibles en el **Apéndice**.

Tabla 3.4 Resultados de clasificación SUCS

Muestra	% Finos	% Gruesos	% humedad	Limite liquido (LL)	Limite plástico (LP)	Índice de plasticidad (IP)	Clasificación SUCS
BAE1	74,04	25,95	17,56	44,80	34,34	10,47	Arcilla magra gravosa
BAE2	79,31	20,69	20,88	41,26	26,99	14,26	
SP	78,99	21,01	14,56	32,92	20,1	12,85	
PIN	49,1	50,9	15,14	42,14	19,78	22,37	

Las muestras BAE1 y BAE2, pertenecen a al mismo deslizamiento

3.2.2 Cohesión, peso unitario y Angulo de fricción

Para las muestras BAE1, SP y PIN, se llevó a cabo el ensayo de corte directo utilizando el porcentaje de humedad establecido previamente en la **Tabla 3.4**. Los valores correspondientes a la cohesión, el ángulo de fricción y el peso unitario de cada muestra se detallan en la **Tabla 3.5**

Tabla 3.5 Resultados de ensayo de corte directo

Código	Peso unitario	Angulo de fricción	Cohesión
BAE	15,77	33,32	5,80
PIN	17,96	29,10	7,20
SP	16	31,2	5,00

Las muestras se los tomaron cercana a las carreteras, y en este estudio se consideró que la primera capa de suelo de dos metros de profundidad era homogénea, tomando estos valores para toda la superficie. Los valores de ángulos de ficción vas desde 33 a 29, indicando que la muestra de PIN es más propensa a fallar que las otras dos muestras.

3.2.3 Datos hidrogeológicos

Se llevaron a cabo ensayos de permeabilidad y gravedad especifica y posteriormente se realizó el cálculo de la porosidad para cada muestra dando como resultado **Tabla 3.6**

Tabla 3.6 Resultados de ensayos hidrogeológicos

Código	Gravedad específica	Porosidad	Permeabilidad en cm/min
BAE	2.65	0.29	0.00420
SP	2.68	0.54	0.0289
PN	2.72	0.51	0.0261

Los datos de las muestras BAE, SP y PN muestran ligeras diferencias en sus gravedades específicas, siendo SP la más baja (2.68), seguida de BAE (2.65) y PN (2.72), lo que indica variaciones en la densidad relativa de los materiales. La porosidad en las muestras SP y PN, son parecidas, mientras que para la muestra BAE es más baja lo que sugiere que esta última tiene menor capacidad para almacenamiento de agua. Es relevante notar que todas las muestras presentan permeabilidades bajas siendo la muestra BAE con un valor de 0.00420 cm/min, la que presenta un movimiento de agua más lento a través de ella.

3.3 Clasificación geomecánica

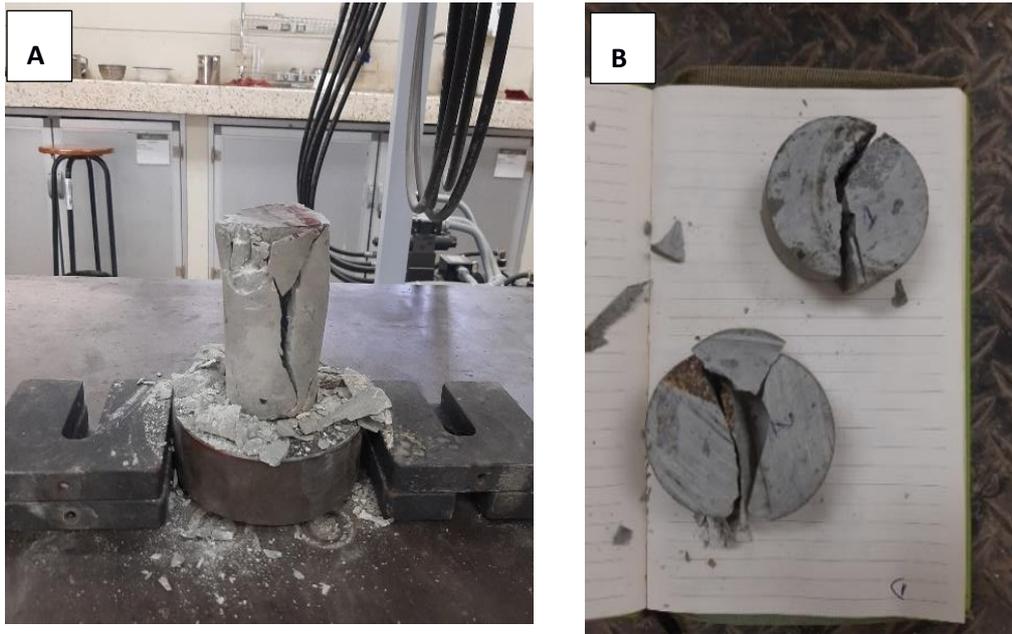
3.3.1 Resistencia a la compresión simple y tracción indirecta (método brasileño)

En la prensa hidráulica se realizaron ensayos de compresión simple y tracción indirecta para 2 núcleos y probetas SP1, SP2, P1, P2 respectivamente, posteriores a esto correlacionar los valores y obtener **Tabla 3.7** el Rock Mass Rating (RMR). Ver **Figura 3.5**

Tabla 3.7 Valores de resistencia a la compresión simple

Espécimen	Tracción indirecta (N/m ²)	Compresión simple (N/m ²)
SP1		39.9346
SP2		29.6879
P1	7.37349	117.97584
P2	5.85048	93.60768
Promedio		70.301

Figura 3.5 A) Resultado de ensayo de compresión simple, B) Resultado de ensayo de tracción indirecta



3.3.2 Rock Quality Designation (RQD)

En las estaciones ESP1 y ESP2, que se establecieron mediante fichas geomecánicas en el sector de San Pedro, se determinó el Índice de Calidad de Roca (RQD) utilizando la **ecuación 1.2** correspondiente **Tabla 3.8**. Esta medición se realizó con el propósito específico de incorporarla en el cálculo del Índice de Masa de Roca (RMR). Las fichas geomecánicas se encuentran en el **Apéndice**

Tabla 3.8 Valores de RQD hallados a partir de criterio de Priest y Hudson (1981) en el Sector San Pedro

Estación	RQD
ESP1	91.80
ESP2	92.21

Al tener un valor RQD alto me indica que la roca es más resistente, además de que guarda más homogeneidad

3.3.3 Rock Mass Rating (RMR)

Con los datos obtenidos previamente en la ficha geomecánica RQD en la **sección 3.3.2** y los valores obtenidos en la **sección 3.1.1**, se obtuvo la calidad de la roca basándose en los datos de la **Tabla 3.9**.

Tabla 3.9 Parámetros para cálculo de RMR

EST	RCS	RQD	ES-DI	CTND	SEP	RELL	RUG	MET	HDG
ESP1	50-100	90-100	200-600 mm	<1 m	0,1-1,0	>5mm	Rugosa	Med-meteorizada	Húmedo
ESP2	50-100	90-100	200-600 mm	<1 m	<0,1 mm	<5 mm	Rugosa	Med-meteorizada	Húmedo

Con estos datos ya obtenemos la clasificación geomecánica por Rock Mass Rating (RMR) ver

Tabla 3.10, para más información de los datos ver **Apéndice**

Tabla 3.10 Datos RMR

Estación	ESP1	ESP2
RMR	62	65
Calidad	Roca Buena	Roca Buena

Los datos obtenidos indican que la roca tiene buena calidad puesto a que el RMR es un valor que va de 0 a 100 en donde mientras más cerca del 100 este la calidad va mejorando. Este dato se lo uso para obtener la cohesión y el Angulo de fricción del macizo, mediante el criterio de criterio Mohr – Coulomb (Bieniawski, 1976):

$$c = 5 * RMR \qquad \varphi = \frac{5 + RMR}{2} \qquad (3.1)$$

3.4 Modelamiento del sustrato por medio de métodos Geofísicos

3.4.1 Refracción sísmica

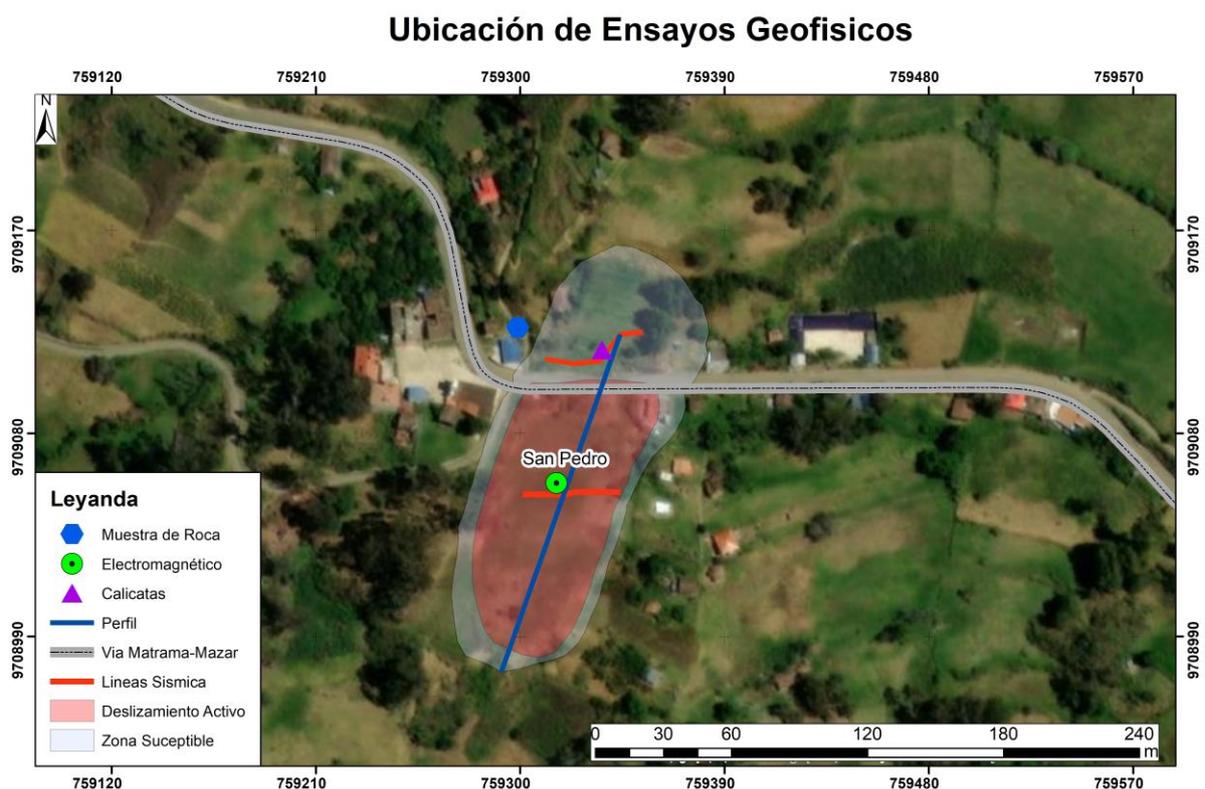
Para llevar a cabo el análisis de los resultados y la determinación del tipo de suelo según las velocidades de las ondas mecánicas (V_p), se emplean los valores propuestos en la norma (*D5777 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*, n.d.) se hace referencia a la **Tabla 3.11**

Tabla 3.11 Categorización de perfiles de suelo siguiendo las pautas establecidas por ASTM-D5777 y la CNA en 1993.

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

Con los valores antes mencionados se realizó la interpretación de 7 perfiles de refracción sísmica mismos que se encuentran en el **Apéndice**, las líneas sísmicas fueron tomadas de forma aproximadamente perpendicular al perfil del talud como se muestra en la **Figura 3.6**, esto se realizó en cada uno de los sectores.

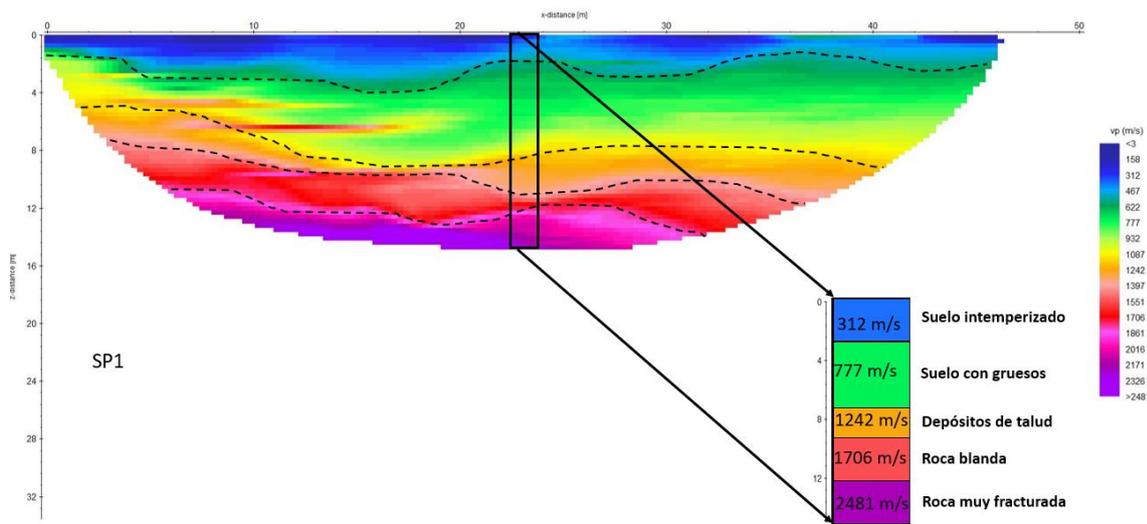
Figura 3.6 Geofísica aplicada al Sector San Pedro



En la interpretación sísmica se determinó que en 16 m de profundidad se pueden diferenciar 5 tipos de sustratos y con el promedio de intervalos de velocidades (V_p) se les asigno un tipo de litología como se puede ver en la **Figura 3.7**. Los primeros 3 metros corresponden a suelo intemperizado, los siguientes 4 m corresponden a suelo con granos gruesos, los siguientes 2 metros corresponden a depósitos de tipo talud, y por ultimo los 5 metros de acuerdo con velocidades de onda más altas se los interpreta como el macizo rocoso.

Basándonos en esta interpretación y utilizando las áreas obtenidas según la **Tabla 3.2**, se procedió a calcular un volumen resultando en 330026.8 m^3 para la masa inestable en el deslizamiento situado en la zona de San Pedro. El deslizamiento en este lugar presenta un patrón rotacional, una característica típica de terrenos compuestos por suelos de granos finos. La magnitud del volumen de material es de gran relevancia tanto para la carretera afectada como para las viviendas cercanas, subrayando la importancia de abordar esta situación de manera adecuada. El resto de las interpretaciones los sectores de Buenos Aires y Pindilig se encuentran en el **Apéndice**.

Figura 3.7 Interpretación de la línea sísmica 1 San Pedro.



3.4.2 Resistividades

Para complementar los datos geofísicos se realizaron sondeos electromagnéticos con el fin de ver el cambio de resistividades de las capas de sustrato, además de llegar a mayores profundidades, con

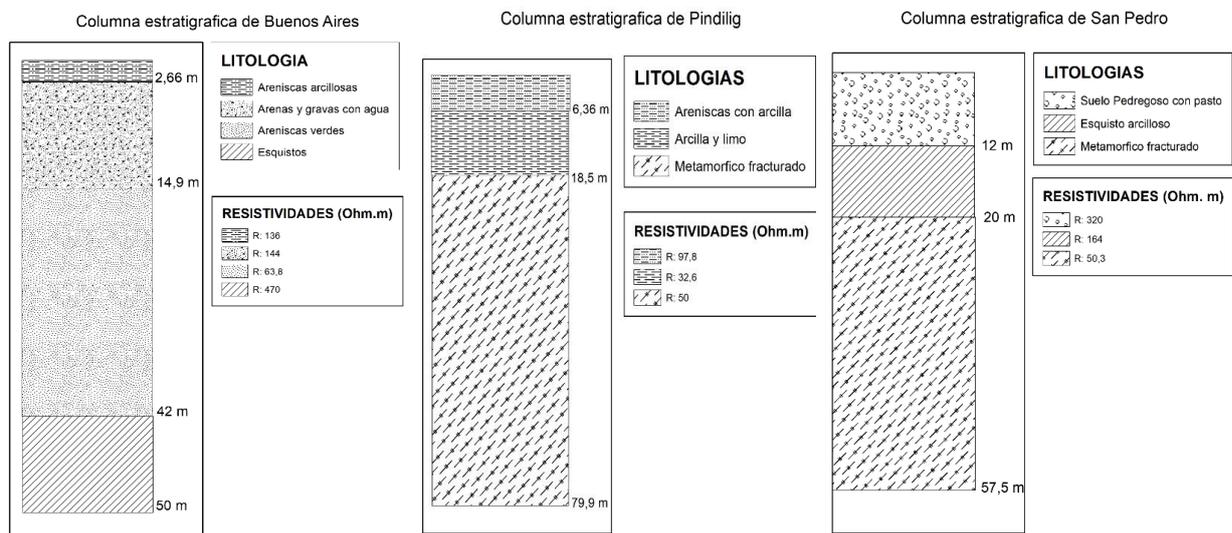
ello se correlacionan los datos para obtener una mejor interpretación, en la **Tabla 3.12**, podemos ver las coordenadas de cada uno.

Tabla 3.12 *Coordenadas de sondeos electromagnéticos en UTM GSM 84 17 S*

Sector	Coordenada x	Coordenada y
Buenos Aires	763037	9715615
Pindilig	757495.954	9710407.445
San Pedro	759316.963	9709058.122

Los datos de resistividades obtenidos en cada de uno de estos sectores, se los compararon usando la geología local y del artículo “Soil resistivity as a function of frequency”, (HUMBERTO SANZ Ingeniero Electricista et al., n.d.), luego como resultado se obtuvo columnas estratigráficas de acuerdo con cambios resistivos. Ver **Figura 3.8**

Figura 3.8 *Interpretación de sondeos electromagnéticos*



En las interpretaciones realizadas para Buenos Aires y Pindilig, se coincidió en que los primeros metros correspondían a depósitos de arcilla. Por otro lado, en el área de San Pedro, los primeros metros se identificaron como suelo pedregoso. En este último caso, los valores difirieron debido a que el sondeo se llevó a cabo sobre una capa de relleno que contenía fragmentos y bloques de roca, lo que resultó en una alta resistividad. La geología local está compuesta principalmente por meta basaltos,

meta andesitas y esquistos verdes. Por lo tanto, la capa más profunda se interpretó como esquisto, ya que sus valores de resistividad caen en el rango característico de este tipo de roca.

3.5 Estabilidad de taludes

Con los datos recopilados en las secciones anteriores, se procedió a utilizar el software Slide para llevar a cabo el modelado del talud. Para este propósito, se emplearon datos del perfil topográfico de cada área, así como datos geofísicos para determinar la profundidad y el espesor de las capas del subsuelo que se introducirían en el programa. Además, se utilizaron valores de cohesión, ángulo de fricción y peso unitario, los cuales se extrajeron de la tabla correspondiente.

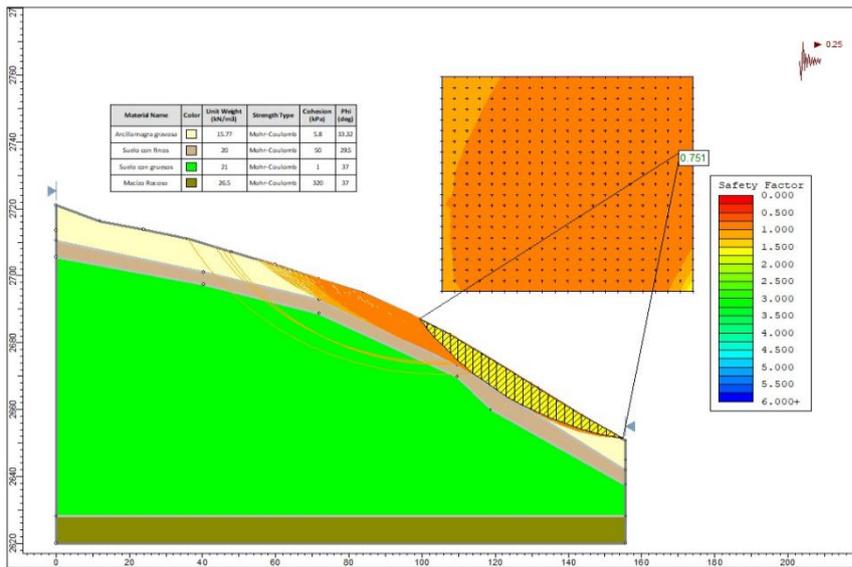
Previamente, se realizó un análisis geomecánicos con el fin de aplicar el criterio de Mohr-Coulomb para determinar el ángulo de fricción y la cohesión del macizo rocoso. El valor del peso unitario del macizo se obtuvo siguiendo las pautas establecidas por Hoek y Bray (1981). De acuerdo con los rangos estándar, se determinó que el peso unitario del macizo era de 26.5 kN/m^3 .

En este análisis, se llevó a cabo un modelo pseudoestático en el cual el coeficiente sísmico correspondiente a la provincia de Cañar se fijó en 0.25, conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción

Se analizaron 3 casos diferentes para en condiciones pseudoestáticas, estos escenarios fueron de escorrentía, con un nivel freático (NF) a 3 metros y en condiciones de sequedad, obteniendo los siguientes resultados de factores de seguridad (FS). Los modelos de estabilidad se los presenta en las

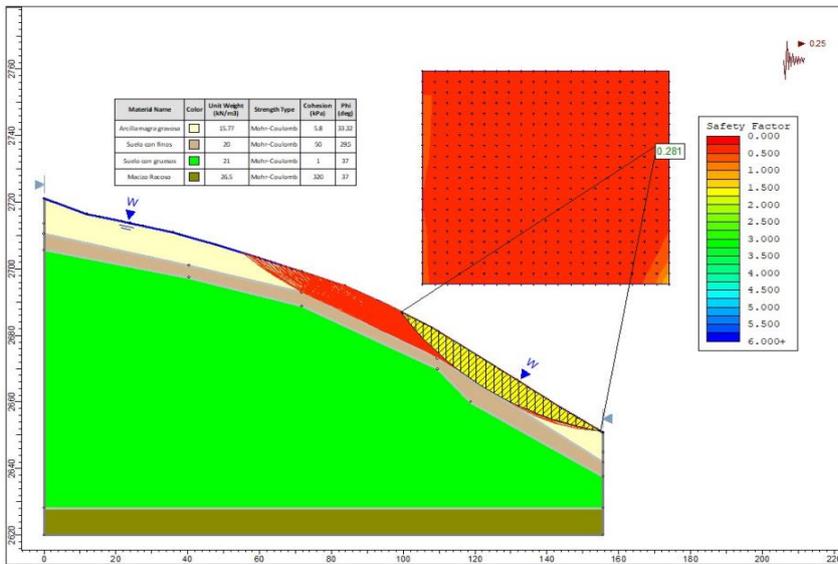
Figura 3.9, Figura 3.10, Figura 3.11

Figura 3.9 Análisis de estabilidad para el Sector Buenos Aires



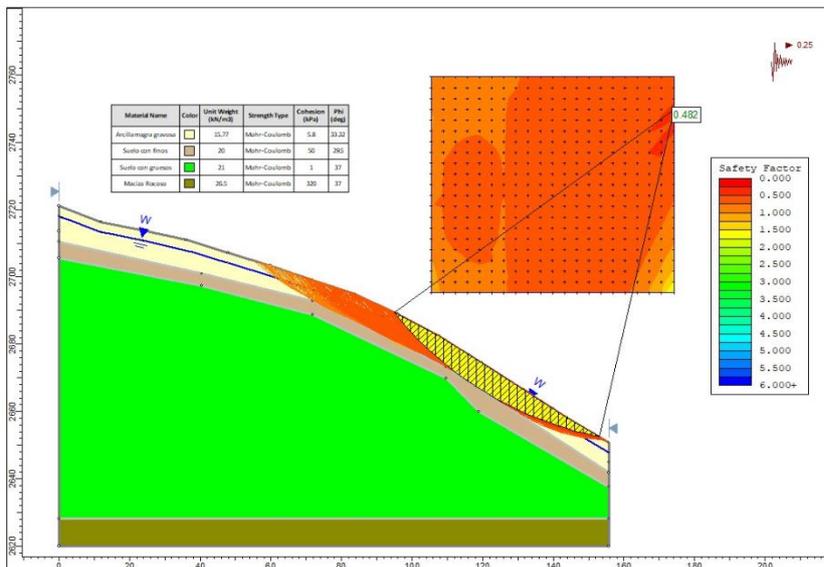
Factor de seguridad (FS) escenario seco

Fellenius	0,753
Bishop	0,792
Jambu	0,751
Spencer	0,795
Promedio	0,772



Factor de seguridad (FS) escenario de escorrentía

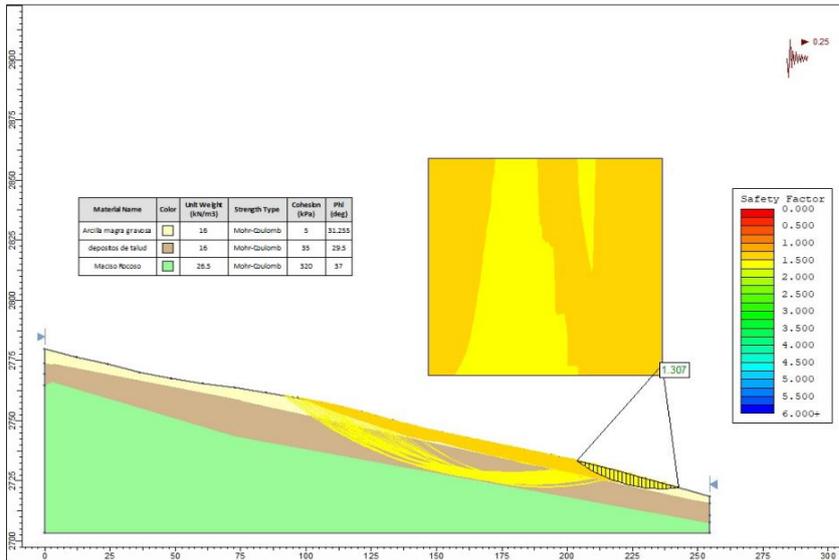
Fellenius	0,282
Bishop	0,145
Jambu	0,116
Spencer	0,244
Promedio	0,196



Factor de seguridad (FS) NF escenario a 3m

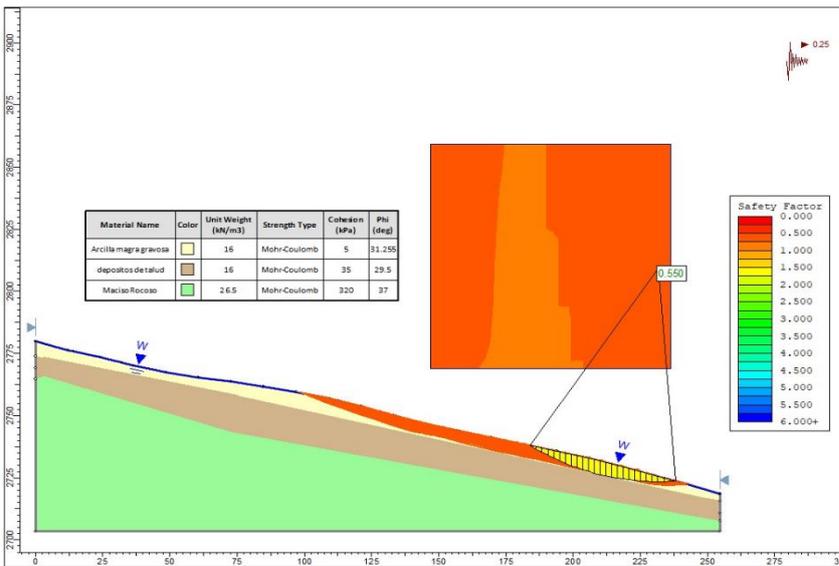
Fellenius	0,516
Bishop	0,459
Jambu	0,426
Spencer	0,482
Promedio	0,470

Figura 3.10 Análisis de estabilidad para el Sector San Pedro



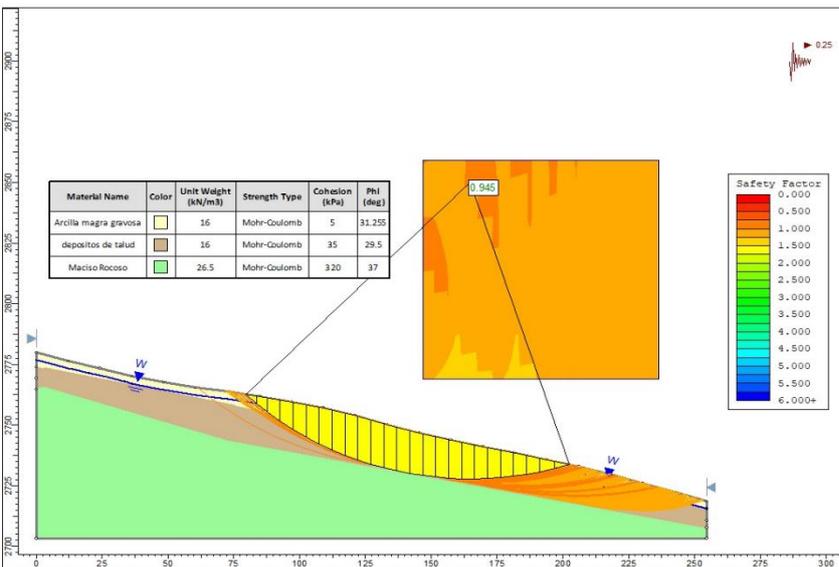
Factor de seguridad (FS) escenario seco

Fellenius	1,307
Bishop	1,348
Jambu	1,302
Spencer	1,350
Promedio	1,32



Factor de seguridad (FS) escenario escorrentía

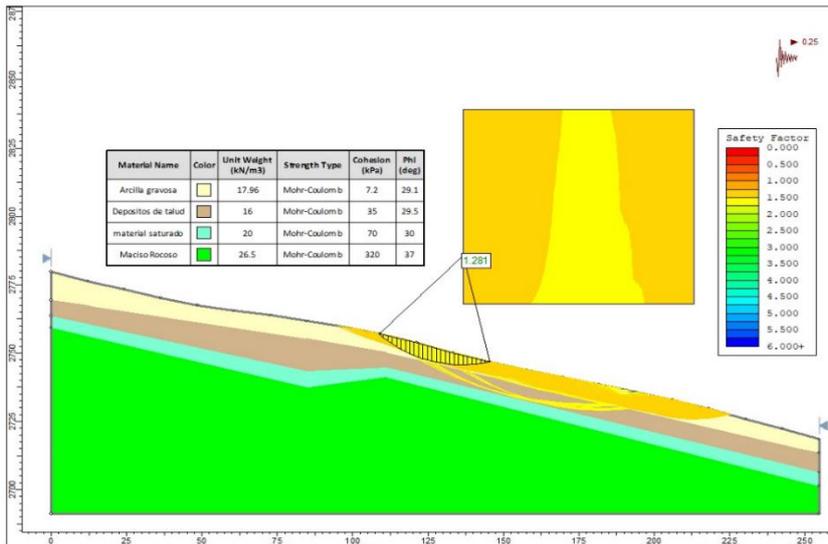
Fellenius	0,579
Bishop	0,551
Jambu	0,533
Spencer	0,567
Promedio	0,557



Factor de seguridad (FS) escenario NF a 3m

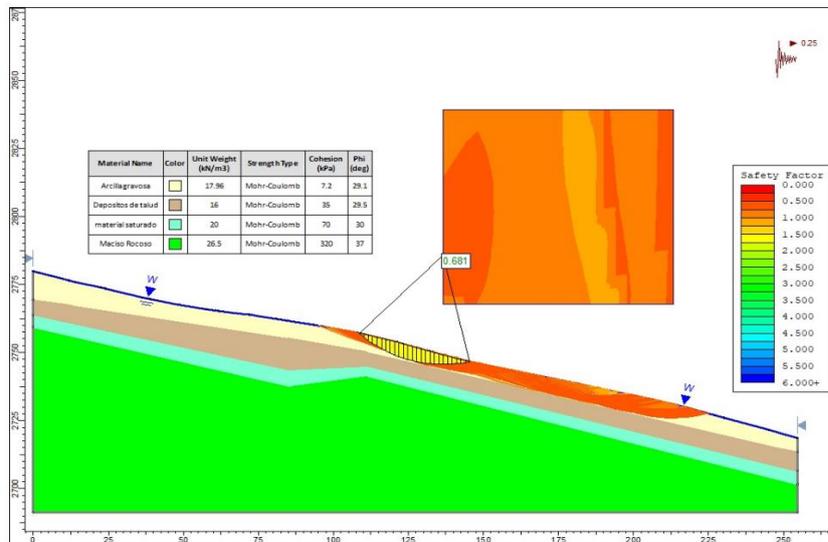
Fellenius	0,950
Bishop	0,981
Jambu	0,918
Spencer	0,999
Promedio	0,962

Figura 3.11 Análisis de estabilidad del sector Pindilig



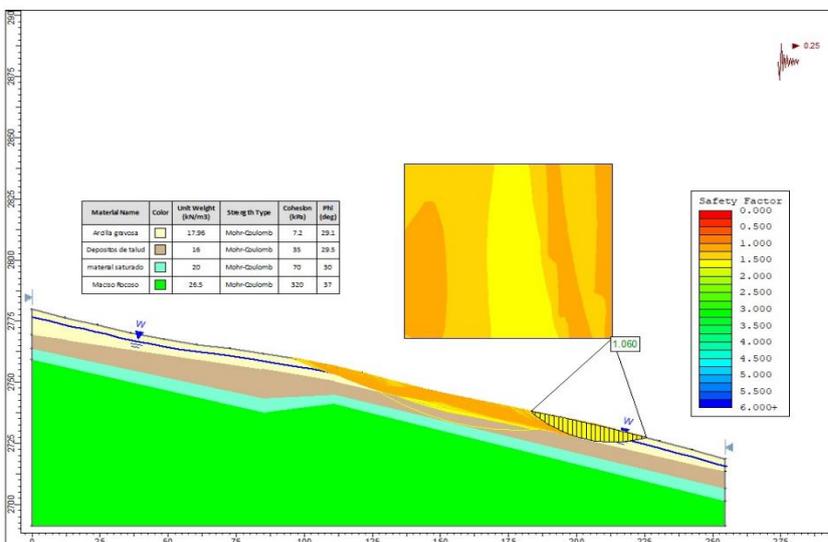
Factor de seguridad (FS) escenario seco

Fellenius	1,28
Bishop	1,32
Jambu	1,27
Spencer	1,32
Promedio	1,29



Factor de seguridad (FS) escenario de escorrentía

Fellenius	0,681
Bishop	0,678
Jambu	0,638
Spencer	0,687
Promedio	0,671



Factor de seguridad (FS) escenario NF 3m

Fellenius	1,06
Bishop	1,11
Jambu	1,048
Spencer	1,13
Promedio	1,087

3.5.1 Análisis de resultados de estabilidad de taludes

Sector Buenos Aires

El talud está inestable porque ningún factor de seguridad supera la norma de 1. La escorrentía superficial hace que el talud sea más propenso a deslizarse. La superficie del talud propensa a deslizarse se ubica en el pie de este, lo que causa que pierda apoyo y la pendiente superior sea propensa a crear asentamiento, dañando la carretera en donde se encuentra.

Sector San Pedro

En este caso, los factores de seguridad son más altos que en el caso anterior. En el escenario de sequía, el FS supera el 1.30, lo que lo ubica por encima de la norma de González de Vallejo. Sin embargo, en los casos de escorrentía y nivel freático a 3 m, no son estables. En el caso de escenario seco y escorrentía, la superficie a ser removida se encuentra en el pie del talud, lo que indica que necesita apoyo, mientras que en el caso de NF a 3 m, la superficie de falla cambia, lo que aumenta la porción de daño. Es importante tener en cuenta que el factor de seguridad es un indicador clave para determinar la estabilidad y seguridad de los taludes. El diseño de un talud debe asegurar un factor de seguridad igual o mayor a 1.5 para garantizar su estabilización

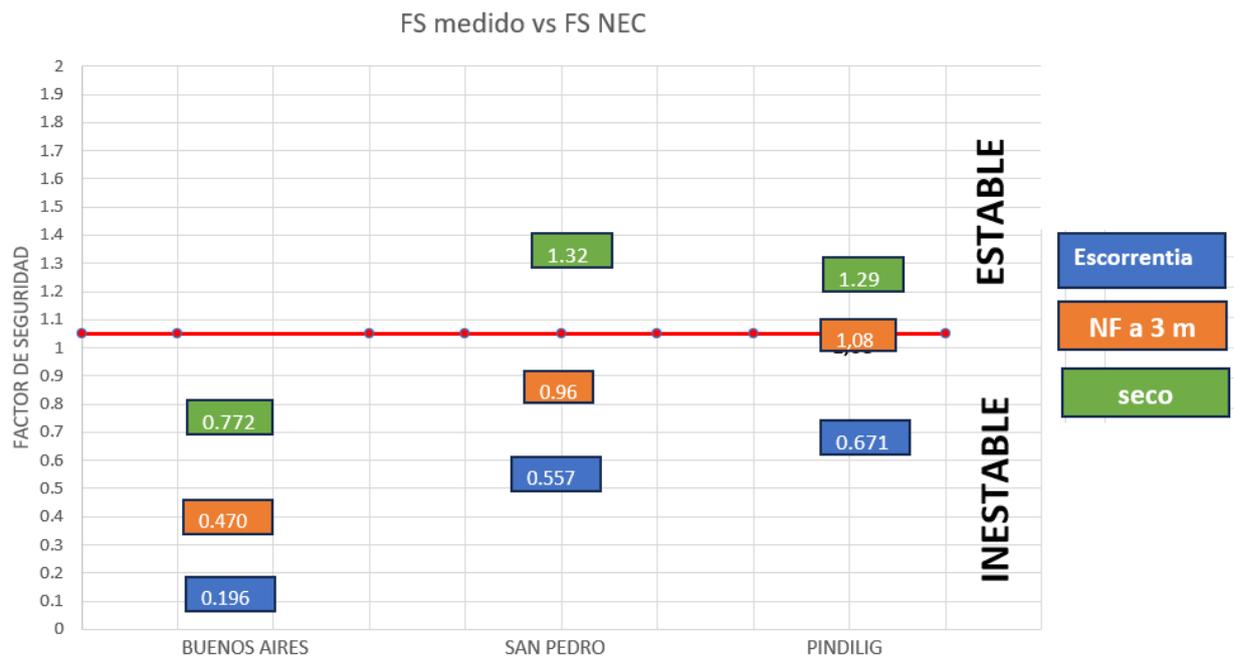
Sector Pindilig

En este sector, los factores de seguridad son mayores a 1 en los escenarios de estado seco y NF a 3m. Sin embargo, en el escenario de escorrentía superficial, los factores de seguridad disminuyen a 0.671 debido al agua, y la zona propensa a deslizarse se encuentra en el centro y el pie del talud. Es importante tener en cuenta que el factor de seguridad es un indicador clave para determinar la estabilidad y seguridad de los taludes, y que un factor de seguridad igual o mayor a 1.5 es necesario para garantizar su estabilización.

3.5.2 Comparación de FS obtenidos vs FS de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC)

La norma ecuatoriana establece el valor de Factor de seguridad para condiciones pseudoestáticas de taludes con coeficiente sísmico, en 1.05 como se aprecia en la **Figura 3.12**

Figura 3.12 FS vs FS NEC



En todos los casos se muestra a los factores de escorrentía como los más problemáticos, debido a esto se debe de realizar medidas que permitan aumentar el FS, tomando en cuenta el análisis previo.

3.5.3 Medidas de estabilización

Con base en los resultados presentados, se determinó que el agua almacenada, la poca permeabilidad y la debilidad en el pie del talud son las principales causas de los deslizamientos. Por lo tanto, se deben buscar medidas que aborden estas problemáticas para prevenir futuros deslizamientos.

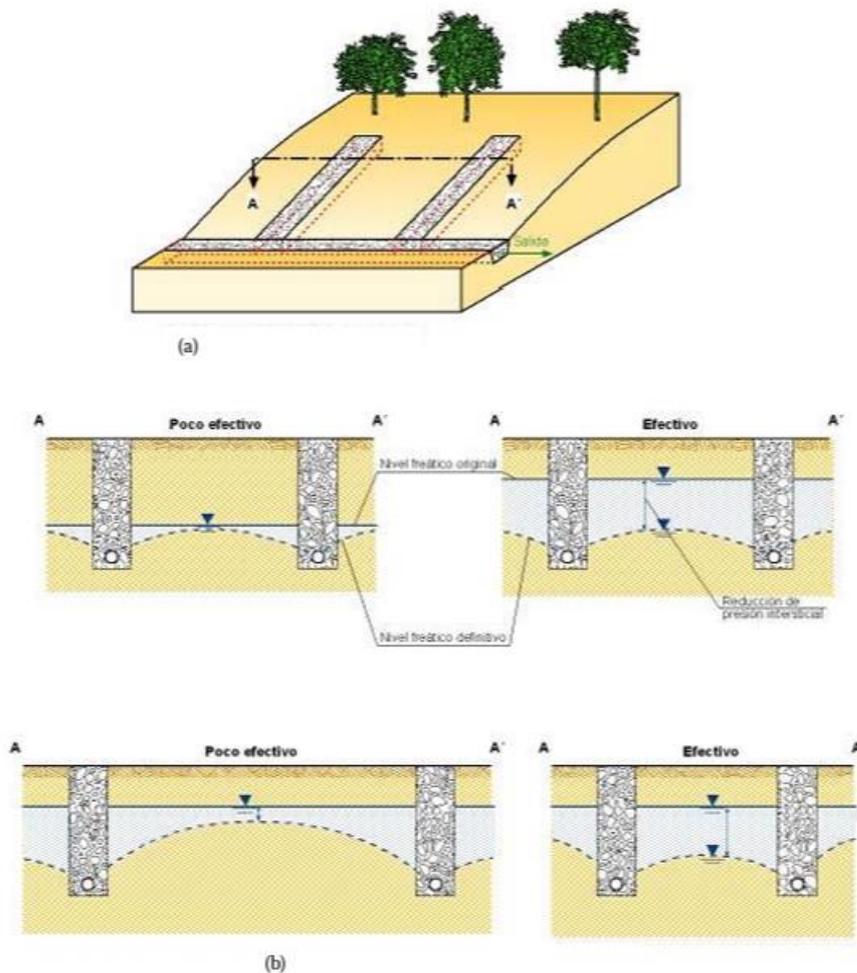
Medida 1: Drenaje

La instalación de drenajes en un talud inestable conlleva diversos beneficios. Esto incluye la reducción de las presiones intersticiales, la modificación de la red de flujo, la disminución del peso del talud y la prevención de la erosión.

Los drenajes desempeñan un papel fundamental al reducir significativamente las presiones intersticiales en la zona de corte, lo que aumenta la resistencia al corte disponible en el terreno y minimiza las deformaciones plásticas y los desplazamientos. Además, los drenajes tienen la capacidad de alterar la red de flujo en la pendiente del talud, disminuyendo las presiones intersticiales en el

terreno. Funcionan como superficies drenantes donde la presión se iguala a la atmosférica. Esto conduce a que las líneas de flujo en la pendiente tiendan a desviarse hacia estas superficies, reduciendo así el riesgo de deslizamiento. **Ver Figura 3.13**

Figura 3.13 Ejemplo de drenaje siguiendo la línea de máxima pendiente fuente:(Luis Ortuño Abad, 2004)

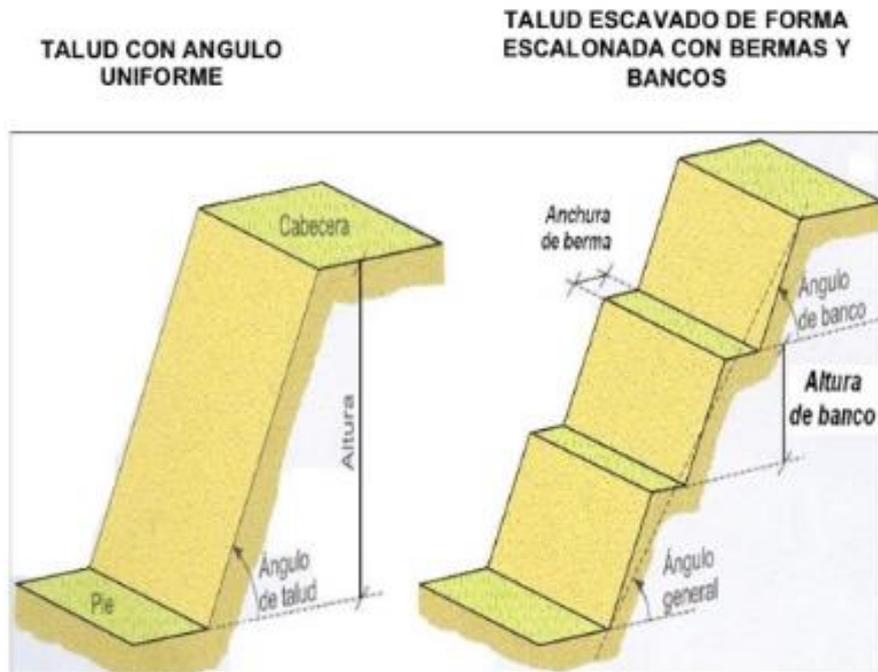


Medida 2: Cambio de Geometría

La alteración de la geometría de un talud se revela como una solución efectiva para mitigar el riesgo de deslizamiento. La estabilidad de un talud está sujeta a múltiples factores, como la topografía circundante, la disposición de discontinuidades y estratificaciones, y las características mecánicas del terreno. Al modificar la geometría del talud, es posible reducir las fuerzas actuantes en él. Esto se puede lograr mediante la excavación parcial o completa del talud a un ángulo mínimo o la eliminación de su cresta para reducir su altura. Asimismo, es factible aumentar la estabilidad mediante la implementación

de estructuras como muros de gravedad, pantallas de contención o bermas construidas con el propio suelo del terreno. Ver **Figura 3.14**

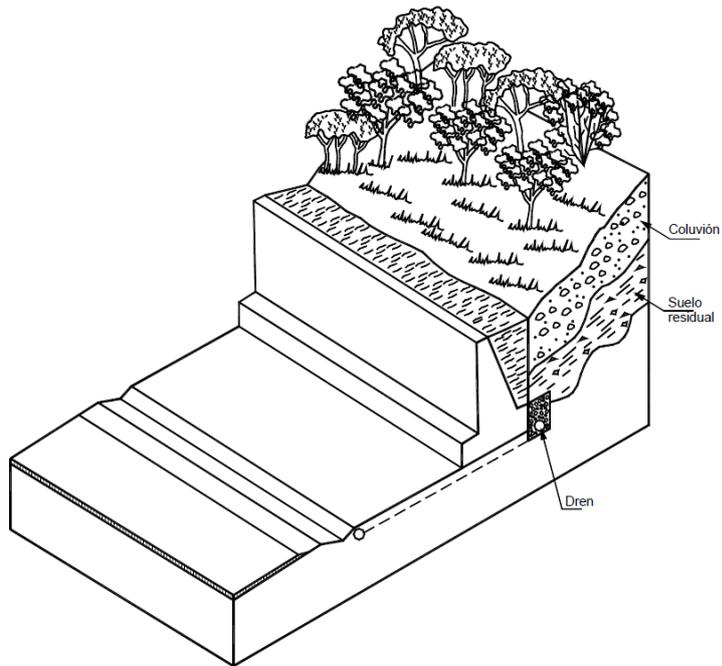
Figura 3.14 Cambio de geometría de talud



Medida 3: Muros de Mampostería

La instalación de muros de mampostería en un talud ofrece múltiples ventajas, siendo especialmente beneficiosa en taludes con debilidad en la base. Estos muros proporcionan una barrera física que mejora la estabilidad al prevenir desplazamientos y deslizamientos, lo que resulta fundamental en taludes con problemas en su base. Además, protegen contra la erosión causada por el agua y el viento, extendiendo la vida útil del talud y reduciendo el riesgo de deslizamiento en terrenos más vulnerables en la base. Estos muros también tienen un impacto estético positivo, lo que es especialmente relevante en entornos urbanos o residenciales. Por último, contribuyen a la preservación del medio ambiente al proteger la vegetación y la fauna, siendo esenciales en áreas naturales o protegidas. Ver **Figura 3.15**

Figura 3.15 Ejemplo de medida de estabilidad por medio de muro de mampostería



Fuente:Jaime Suarez, n.d.

CAPÍTULO 4

4.1 Conclusiones y recomendaciones

4.1.1 Conclusiones

- Con respecto al análisis de estabilidad, los factores de seguridad disminuyen en el escenario de escorrentía por lo que este es nuestro escenario más crítico, siendo el deslizamiento ubicado en el sector Buenos Aires el más propenso a fallar.
- Aunque todas las muestras tienen una cantidad considerable de finos, presentan diferentes niveles de humedad y propiedades plásticas. Por ejemplo, la muestra BAE1 tiene un alto índice de plasticidad (IP) de 10.47, mientras que la muestra PIN tiene un IP significativamente más alto de 22.37. Esto indica que la muestra PIN es más plástica y susceptible a cambios de volumen debido a cambios en la humedad en comparación con las otras muestras.
- A pesar de que todas las muestras se clasifican como "Arcilla magra gravosa", hay variaciones notables en sus características, como los límites líquidos y plásticos. Esto resalta la importancia de realizar un análisis detallado de cada muestra de suelo para comprender su comportamiento específico y diseñar de manera efectiva las estructuras o proyectos en los que se utilizarán.
- Mediante el sondeo geofísicos de refracción sísmica se obtuvo que, el volumen de material inestable de Buenos Aires, San Pedro y Pindilig son 57572 m³, 33026.75 m³, 112637.4 m³ respectivamente.
- Con respecto a los ensayos realizados en laboratorio, la porosidad de los materiales se encuentra en un rango del 20 al 50%, mientras que la permeabilidad en los 3 casos resulta ser baja, siendo la menor de estas perteneciente al sector Buenos Aires con un valor de 0.00420

cm/min, lo que implica que el drenaje es muy lento por lo que los materiales pierden fuerza de fricción interna.

- El tipo de falla que actúa en el sector buenos aires es del tipo 1 y tipo 4, por encima de la carretera el tipo de falla es de pendiente de corte, y de abajo es de tipo 4 falla regresiva. En el sector San Pedro el tipo de falla que actúa es de tipo 3 fracaso de ladera y de tipo 4 regresiva. En Pindilig, el deslizamiento activo es de tipo 4 regresión porque fracasa desde abajo.

4.1.2 Recomendaciones

- Se recomienda tomar más muestras de calicata en diferentes partes de cada sitio para obtener una caracterización más detallada del tipo de material.
- Se recomienda realizar esta metodología ya que reúne los parámetros necesarios para realizar un análisis de estabilidad de taludes.
- Se recomienda complementar sondeos sísmicos con sondeos electromagnéticos, ya que el sísmico permite observar los espesores de las capas de subsuelo y el electromagnético permite determinar la ubicación del nivel freático.
- Al momento de realizar sondeos sísmicos, limpiar la línea lo que más pueda de los ruidos que pudiera haber en el ambiente, así mismo en el sondeo electromagnético, esta los más alejado de superficies metálicas que pudieran distorsionarla el campo
- Debido a que el principal problema es la escorrentía, se recomienda mejorar los sistemas de drenaje superficial evitando el empozamiento del agua.
- Como medida de estabilidad se recomienda combinar los muros de mampostería con redes de drenaje, así mismo realizar banquetas con el fin de reducir la pendiente de los taludes mejorando la distribución de cargas.

REFERENCIAS

. Organización Mundial de la Salud. (2019). *Landslides: Technical Information Note*.

ASTM D 854-02 Specific Gravity of Soil Solids - Designation: D 854 02 Standard Test Methods for -

Studocu. (n.d.). Retrieved August 28, 2023, from

<https://www.studocu.com/ec/document/universidad-tecnica-de-ambato/ingenieria-vial/astm-d-854-02-specific-gravity-of-soil-solids/5157339>

Bieniawski, Z. T. (1973). ENGINEERING CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES. *CIVIL ENGINEER IN SOUTH AFRICA*, 15(12).

Capparelli, G. , et al. (2017). *A numerical model for the prediction of slope stability and landslide risk along a road network*. *Landslides*.

Correa, A. , et al. (2008). *Análisis de la vulnerabilidad de las carreteras ante deslizamientos en Colombia*. 5–14.

D5777 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation. (n.d.).

Retrieved September 4, 2023, from <https://www.astm.org/d5777-00.html>

Depestre, R. A. G., & Quesada, L. A. A. (2020). Riesgos potenciales en la infraestructura de carreteras: análisis de riesgo en tramo de carretera rural. *Revista Internacional de Tecnología, Ciencia y Sociedad*, 9(1), 37–48. <https://doi.org/10.37467/GKA-REVTECHNO.V9.1911>

Gareth J. Hearn. (2011). *Slope Engineering for Mountain Roads - Google Books*.

https://books.google.com.ec/books?id=hNV_yT4t4OUC&printsec=frontcover&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false

Gonzales de Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería Geológica*.

- González, A. O. O., & Amaya, R. J. G. (2018). Evaluación del riesgo por deslizamiento de una ladera en la ciudad de Tijuana, México. *Tecnura*, 22(55), 34–50. <https://doi.org/10.14483/22487638.12063>
- HUMBERTO SANZ Ingeniero Electricista, J. A., Profesor Asociado, E., DUQUE Ingeniero Electrónico, E. C., Sc Profesor Asociado, M., & GÓMEZ ESTRADA Ingeniero Electricista Profesor Auxiliar, S. (n.d.). Abril de 2010. *Scientia et Technica Año XVI*, 44.
- ING. EUGENIO NÚÑEZ DEL ARCO Ms. C. (2003). *Geología del Ecuador*.
- International Road Federation. (2019). *Landslide Risk Management for Road Networks*.
- Kearey, P., Brooks, M., & Hill, I. (n.d.). *An Introduction to Geophysical Exploration THIRD EDITION*.
- Laboratorio de Geotecnia y Construcción de FICT. (n.d.). *REPOSITORIO-LABGC-DOCENCIA - Material de referencia - Todos los documentos*. Retrieved August 28, 2023, from <https://espolec.sharepoint.com/sites/REPOSITORIO-LABGC-DOCENCIA/Material%20de%20referencia/Forms/AllItems.aspx>
- Li, Y. , et al. (2012). Evaluation of slope stabilization techniques for landslide prevention on highways. *Journal of Mountain Science*. *Journal of Mountain Science*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (n.d.). *Norma Ecuatoriana de la Construcción- NEC*.
- Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres. (s.f.). (n.d.). *Riesgo de desastres*.
- Plan Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres 2021-2025. (2021). *Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos*.
- Priest, S. D., & Hudson, J. A. (1976). Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13(5), 135–148. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90818-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(76)90818-4)

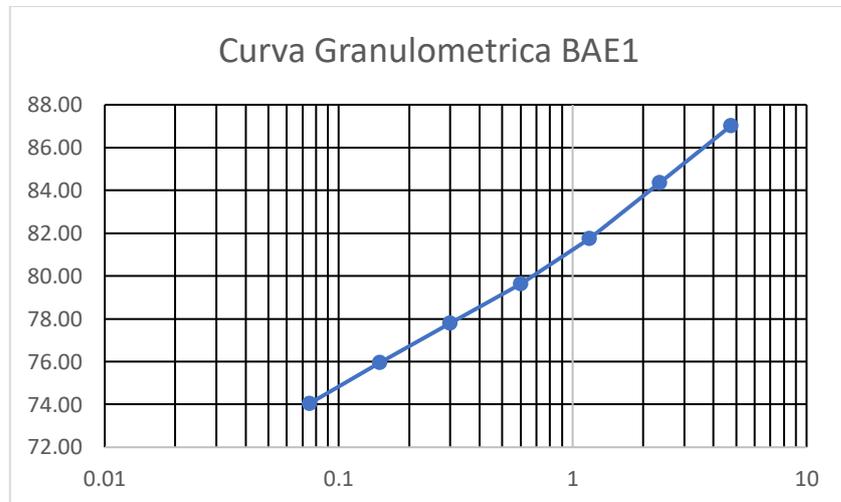
SANHUEZA PLAZA, C., & RODRÍGUEZ CIFUENTES, L. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de La Construcción*.

Apéndice A

Granulometría

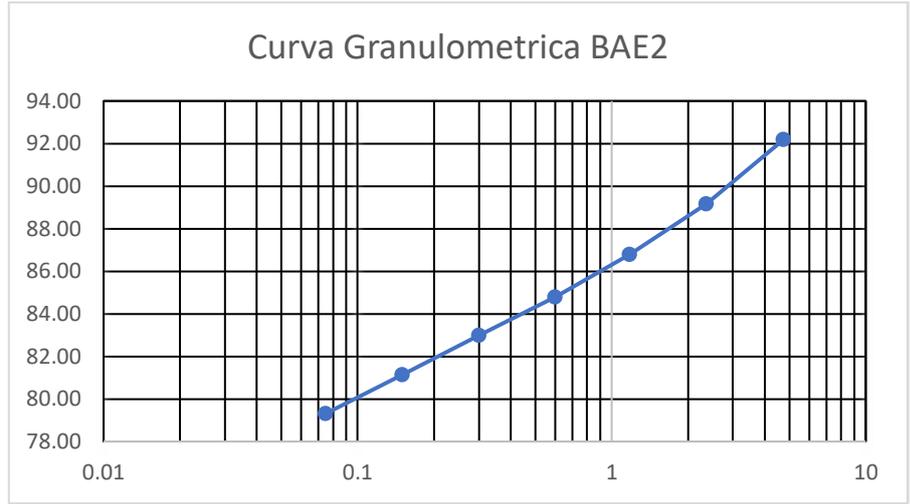
Muestra BAE1

#Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	%Retenido	%Retenido acumuado	Porcentaje de finos
4	4.75	50.3	12.98	12.98	87.02
8	2.36	10.32	2.66	15.65	84.35
16	1.18	10.13	2.61	18.26	81.74
30	0.6	8.17	2.11	20.37	79.63
50	0.3	7.09	1.83	22.20	77.80
100	0.15	7.18	1.85	24.05	75.95
200	0.075	7.38	1.90	25.96	74.04
Fondo		286.86	74.04	100.00	0.00
Total		387.43			



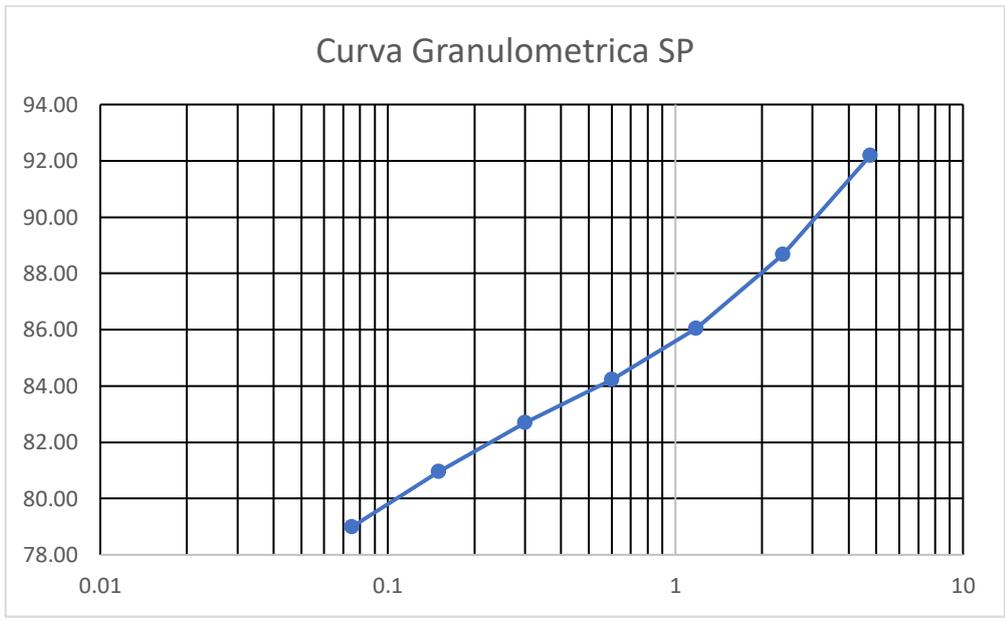
Muestra BAE2

#Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	%Retenido	%Retenido acumuado	Porcentaje de finos
4	4.75	38.09	7.81	7.81	92.19
8	2.36	14.77	3.03	10.84	89.16
16	1.18	11.59	2.38	13.22	86.78
30	0.6	9.67	1.98	15.20	84.80
50	0.3	8.78	1.80	17.00	83.00
100	0.15	9.01	1.85	18.85	81.15
200	0.075	8.95	1.84	20.68	79.32
Fondo		386.74	79.32	100.00	0.00
Total		487.6			



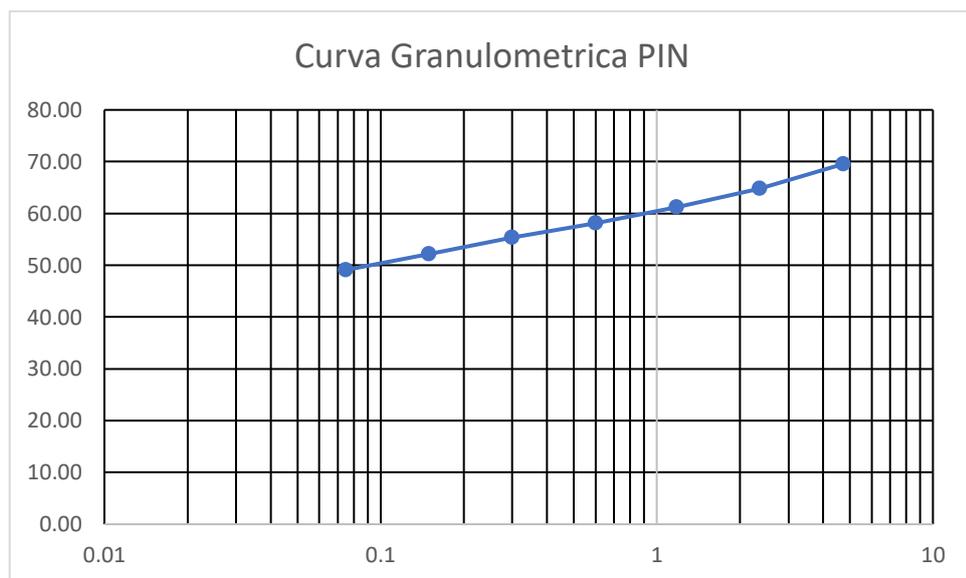
Muestra SP

#Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	%Retenido	%Retenido acumulado	Porcentaje de finos
4	4.75	41.2	7.82	7.82	92.18
8	2.36	18.48	3.51	11.33	88.67
16	1.18	13.83	2.63	13.95	86.05
30	0.6	9.58	1.82	15.77	84.23
50	0.3	8.11	1.54	17.31	82.69
100	0.15	9.11	1.73	19.04	80.96
200	0.075	10.37	1.97	21.01	78.99
Fondo		416.16	78.99	100.00	0.00
Total		526.84			



Muestra PIN

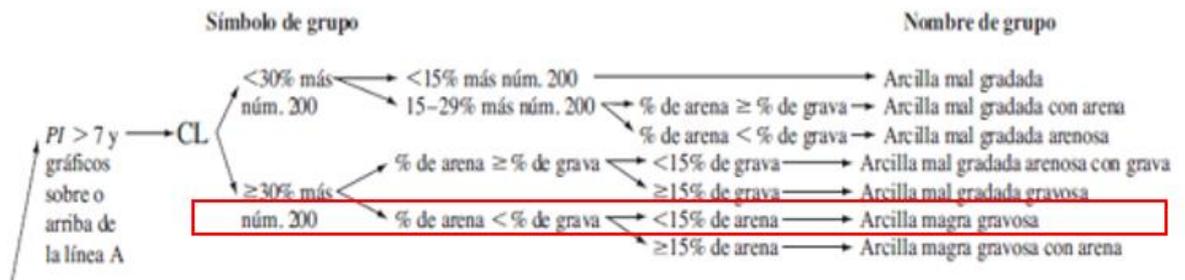
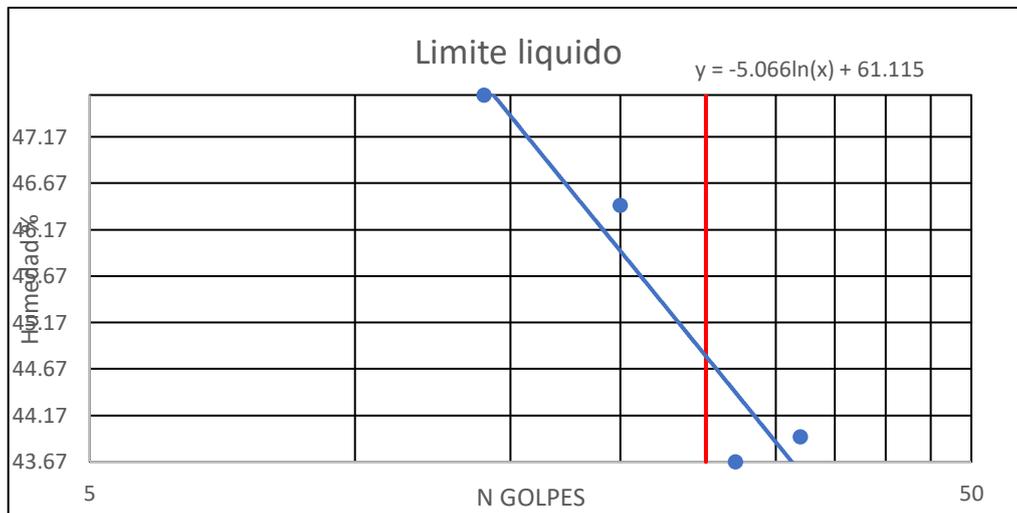
#Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	%Retenido	%Retenido acumuado	Porcentaje de finos
4	4.75	168.74	30.42	30.42	69.58
8	2.36	26.66	4.81	35.23	64.77
16	1.18	19.87	3.58	38.81	61.19
30	0.6	16.83	3.03	41.84	58.16
50	0.3	15.74	2.84	44.68	55.32
100	0.15	17.34	3.13	47.81	52.19
200	0.075	17.14	3.09	50.90	49.10
Fondo		272.36	49.10	100.00	0.00
Total		554.68			



Límites de Atterberg

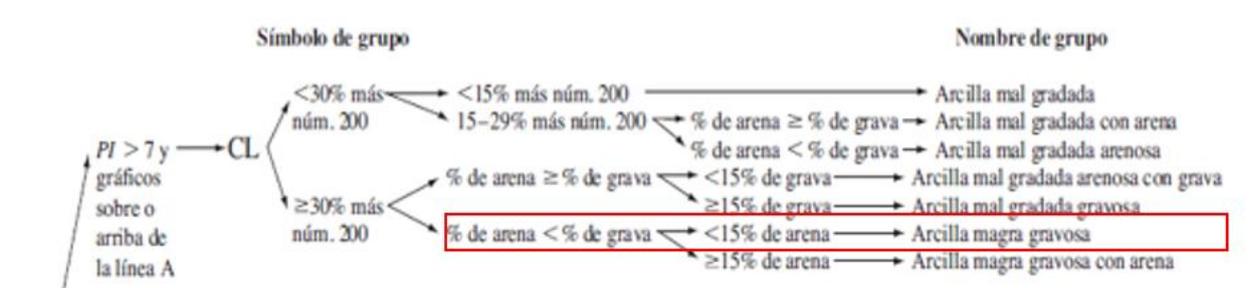
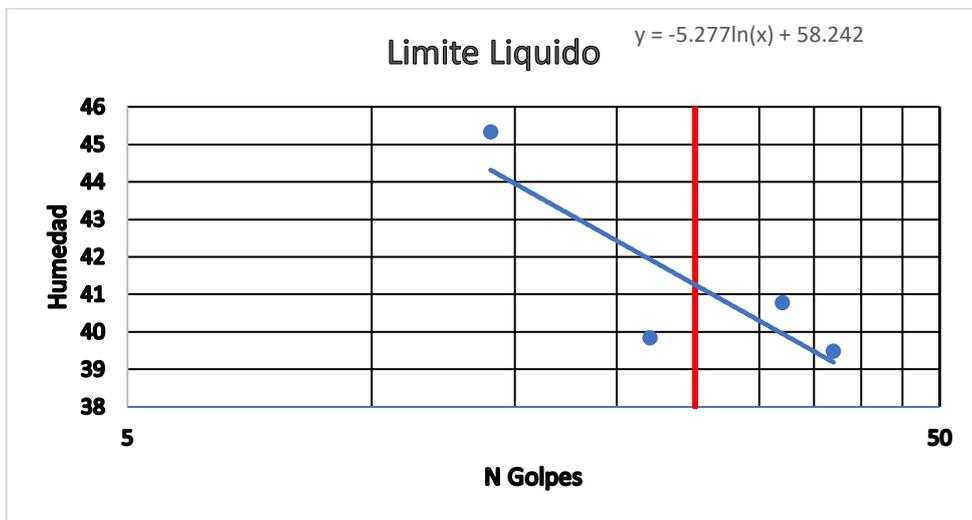
Muestra BAE1

Determinación de limite liquido							
Id	Masa de recipiente	N golpes	Masa de suelo humedo + recipiente	Masa de suelo seco + recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Humedad %
61=6.09	6.11	32	27.99	21.31	6.68	15.2	43.94
39=6.34	6.34	27	27.23	20.88	6.35	14.54	43.67
54=6.36	6.36	20	27.68	20.92	6.76	14.56	46.43
9=6.06	6.06	14	19.42	15.11	4.31	9.05	47.62
Determinación de limite plastico							
Id	Masa de recipiente	Masa de suelo humedo + recipiente	Masa de suelo seco + recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Humedad %	LP
78=6,30	6.29	15.66	13.35	2.31	7.06	32.72	34.34
126=6,10	6.09	15.39	12.93	2.46	6.84	35.96	
Determinación del indice de plasticidad							
	IP	10.46818					



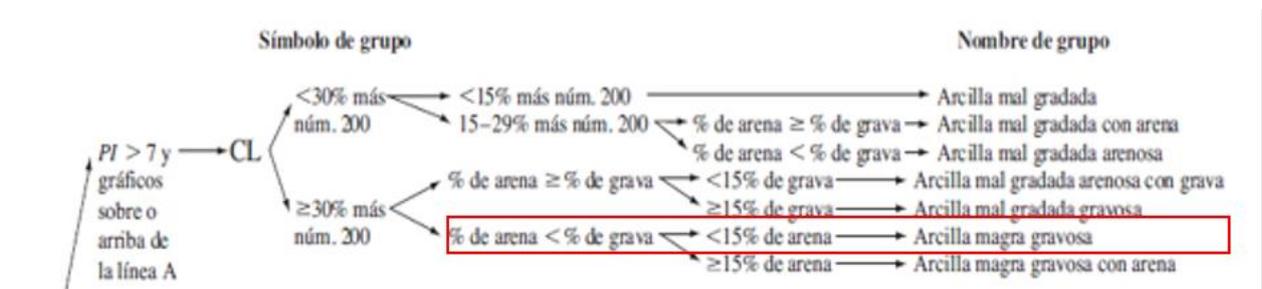
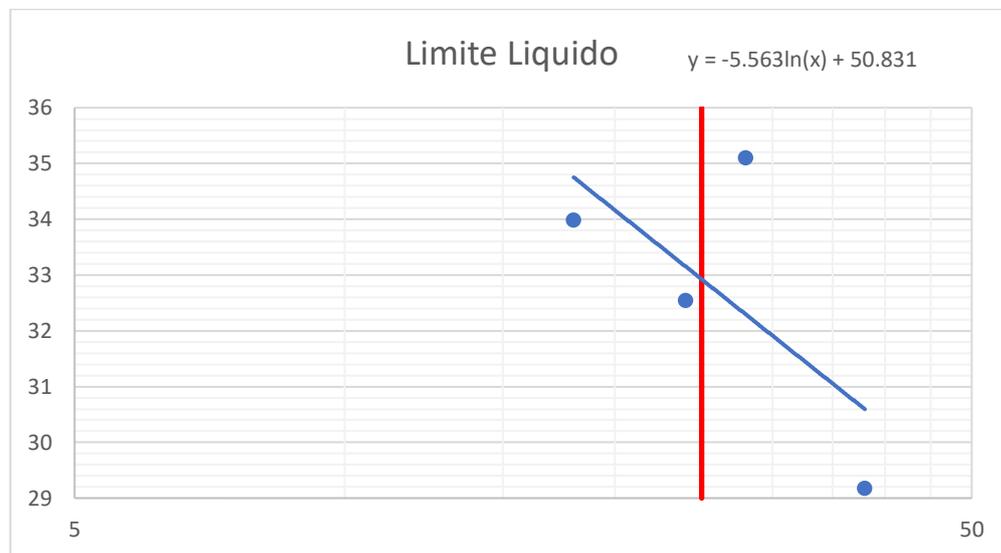
Muestra BAE2

Determinacion de limite liquido							
Id	Masa de recipiente	N golpes	Masa de suelo humedo + recipiente	Masa de suelo seco + recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Humedad
93=6,15	6.15	22	19.63	15.79	3.84	9.64	39.83
15=6,06	6.06	14	28.6	21.57	7.03	15.51	45.32
19=6,17	6.17	37	28.99	22.53	6.46	16.36	39.48
32=6,10	6.1	32	29.79	22.93	6.86	16.83	40.76
Determinacion de limite plastico							
Id	Masa de recipiente	Masa de suelo humedo + recipiente	Masa de suelo seco + recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Humedad	Limite Plastico
12=6,17	6.17	12.66	11.21	1.45	5.04	28.76	26.99
17=6,26	6.28	13.18	11.79	1.39	5.51	25.22	
Determinacion del indice de plasticidad							
		IP	14.26599227				



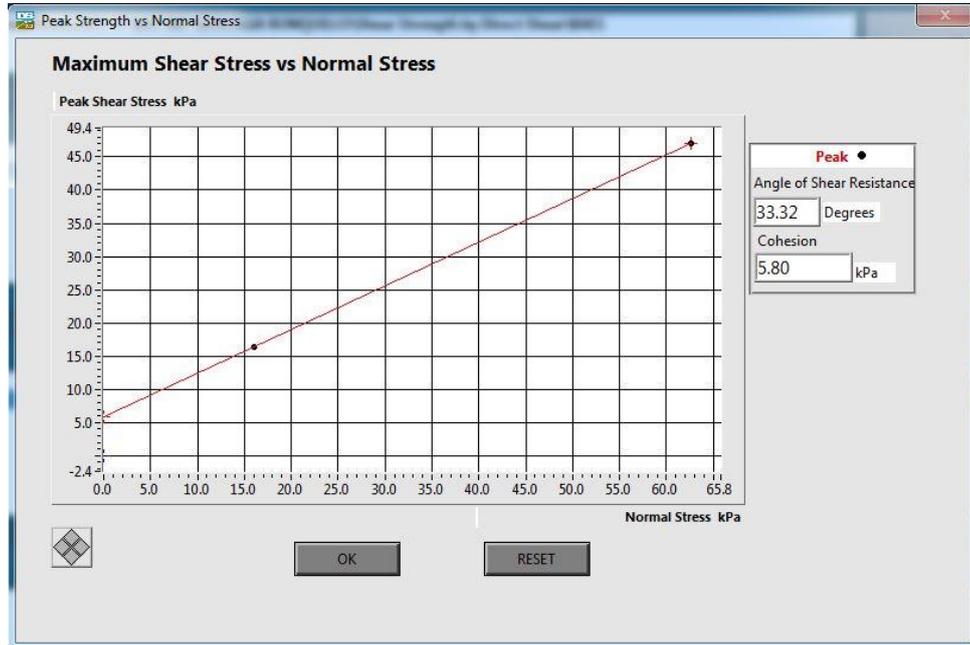
Muestra SP

Determinacion de limite liquido							
Id	Masa de recipiente	N golpes	Masa de suelo humedo + recipiente	Masa de suelo seco + recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Humedad
36=6,28	6.3	18	23.45	19.1	4.35	12.8	33.98
34=6,14	6.1	24	21.21	17.5	3.71	11.4	32.54
56=6,03	6	38	16.98	14.5	2.48	8.5	29.17
102=6,35	6.3	28	19.81	16.3	3.51	10	35.1
Determinacion de limite plastico							
Id	Masa de recipiente	Masa de suelo humedo + recipiente	Masa de suelo seco + recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Humedad	Limite Plastico
60=6,05	6	12.98	11.8	1.18	5.8	20.34	20.075
47=6,26	6.3	12.77	11.7	1.07	5.4	19.81	
Determinacion del indice de plasticidad							
	IP	12.8493938					

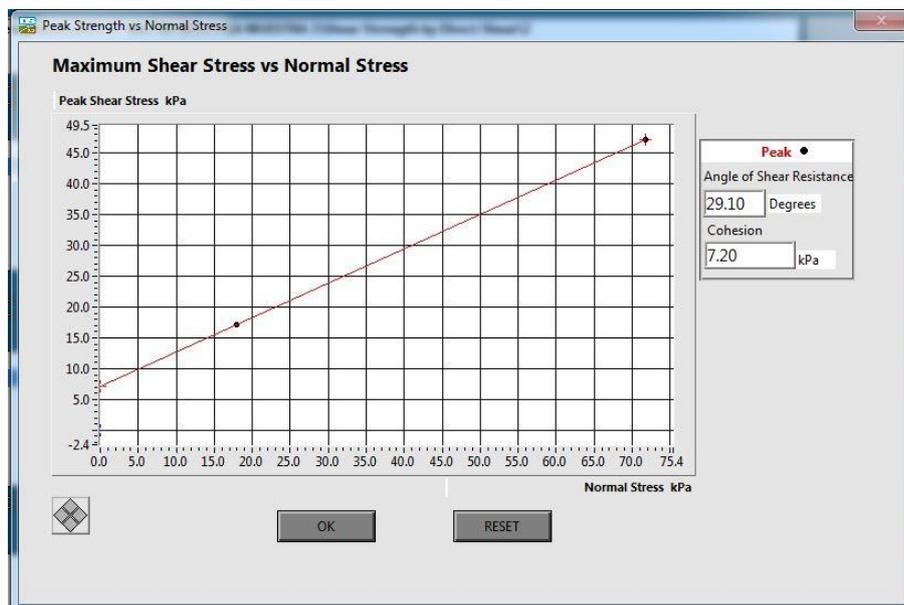


Corte directo

Muestra BAE



Muestra PIN



Calicatas

Muestra BAE1

		Localización: Provincia de Cañar, Vía Matrama Mazar sector Buenos Aires	
Proyecto: Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía		Coordenadas:	X 763011
Realizado por: Byron Ronquillo		Cliente: MTOP	Y 9715633
Calicata: BAE1			Columna
Fecha de Realización: 5/07/2023			
Maquinaria: Retroescavadora			
Profundidad cm:	Descripción		
30	suelo organico, arcilla color café		
55	arcilla color café-naranja con presencia de humedad		
85	arcilla color café con presencia de clastos sub angulosos de tamaño 5-20 cm color gris verdoso.		
132	arcilla coor café, presencia de humedad		
200	arcilla color café-naranja-blaco, presencia de humedad con clastos angulosos de 2 cm		

Muestra BAE2

		Localización: Provincia de Cañar, Vía Matrama Mazar sector Buenos Aires	
Proyecto: Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía Matrama Mazar.		Coordenadas: X 763108 Y 9715643	Cliente: MTOP
Realizado por: Byron Ronquillo			
Calicata: BAE2		Columna 	
Fecha de Realización: 5/07/2023			
Maquinaria: Retroexcavadora			
Profundidad cm:	Descripción		
31	suelo organico color café oscuro, con presencia de clastos angulos de tamaño 3-6 cm y mineralizacion de py		
58	arcilla color café humeda con clastos, estos clastos presntan foliacion		
200	arcilla color café con humedad, con clastos con presencia de sulfuros, los clastos son angulosos con un tamaño promedio de 7 cm		

Muestra SP

		Localización: Provincia de Cañar, Vía Matrama Mazar sector San Pedro	
Proyecto: Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía Matrama Mazar.		Coordenadas: X 759336 Y 9709117	Cliente: MTOP
Realizado por: Byron Ronquillo			
Calicata: SP		Columna 	
Fecha de Realización: 5/07/2023			
Maquinaria: Retroexcavadora			
Profundidad cm:	Descripción		
30	suelo organico		
75	suelo arcilloso color negro con presencia de humedad		
165	arcilla color café oscuro con presencia de humedad, clastos de tamaño 2-13 cm angulosos		
200	arcilla color café oscuro-beige, presencia de humedad, clastos angulosos de tamaño 3-8 cm		

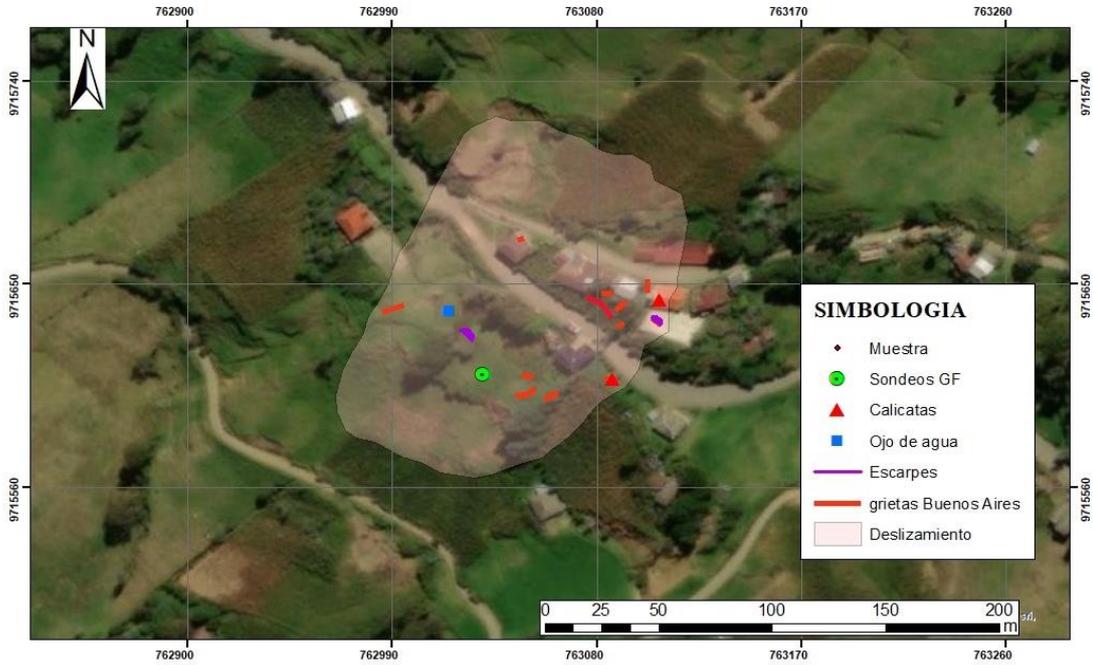
Muestra PIN

		Localización: Provincia de Cañar, Vía Matrama Mazar sector Pindilig	
Proyecto: Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía Matrama Mazar.		Coordenadas: X 757427 Y 9710410	Columna 
Realizado por: Byron Ronquillo			
Calicata: PIN		Ciente: MTOP	
Fecha de Realización: 5/07/2023			
Maquinaria: Retroexcavadora			
Profundidad cm:	Descripción		
30	suelo organico		
120	arcilla color café, presencia de humedad, clastos sub angulosos de tamaño 3-10 c		
150	arcilla gris verdosa, con presencia de clastos		
177	arcilla gris verdosa, con clastos redondeados de 5-20 cm,		
200	arcilla negra, clastos subredondeados de tamaño 3-5 cm		

Polígono de deslizamiento

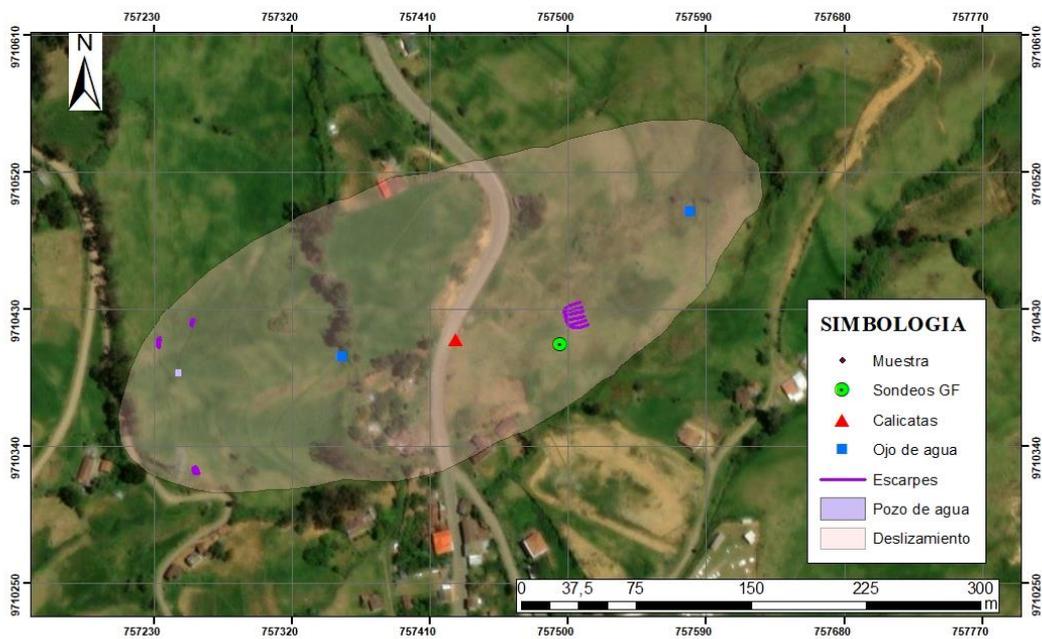
Polígono Buenos Aires

POLIGONO DE DESLIZAMIENTO BUENOS AIRES



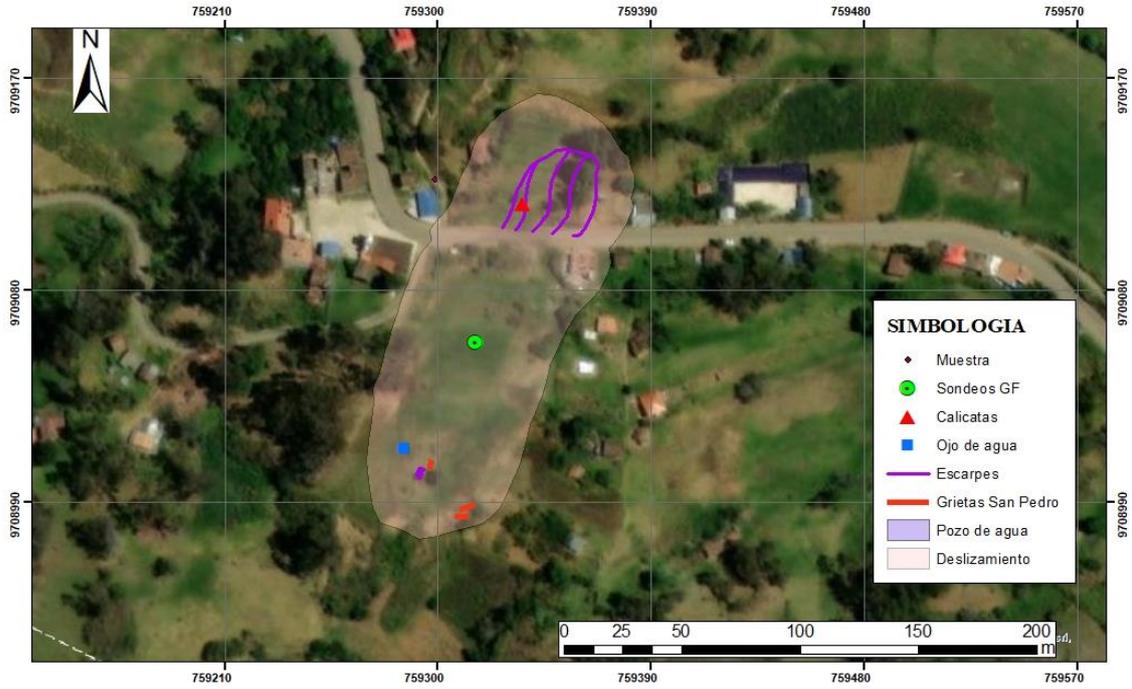
Polígono Pindilig

POLIGONO DE DESLIZAMIENTO PINDILIG



Polígono San Pedro

POLIGONO DE DESLIZAMIENTO SAN PEDRO



Fichas geomecánicas

San Pedro ficha 1

Parámetros			Rango de valores						
1	Resistencia del material rocoso intacto	Índice de carga Puntual (Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para valores bajos es preferible el ensayo de compresión uniaxial		
		Resistencia a la compresión	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Designación de calidad de roca (RQD)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de discontinuidades		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condición de discontinuidades	Continuidad	<1m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separación	Ningun a	<0,1mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Lisa	Slickensided		
		Rating	6	5	3	1	0		
		Relleno		Relleno Duro			Relleno Suave		
			Ningun o	<5 mm	>5 mm	<5 mm	>5mm		
		Rating	6	4	2	2	0		
		Meteorización	Sana	Algo meteorizada	Med. Meteorizada	Muy meteorizada	Completamente meteorizada		
Rating	6	5	3	1	0				
5	Hidrogeología	Flujo en 10 m de longitud de túnel (L/min)	Ningun o	<10	45931	25-125	>125		
		Condiciones Generales	Sin presen cia de agua	Represado	Húmedo	Goteos	Flujo		
	Rating	15	10	7	4	0			

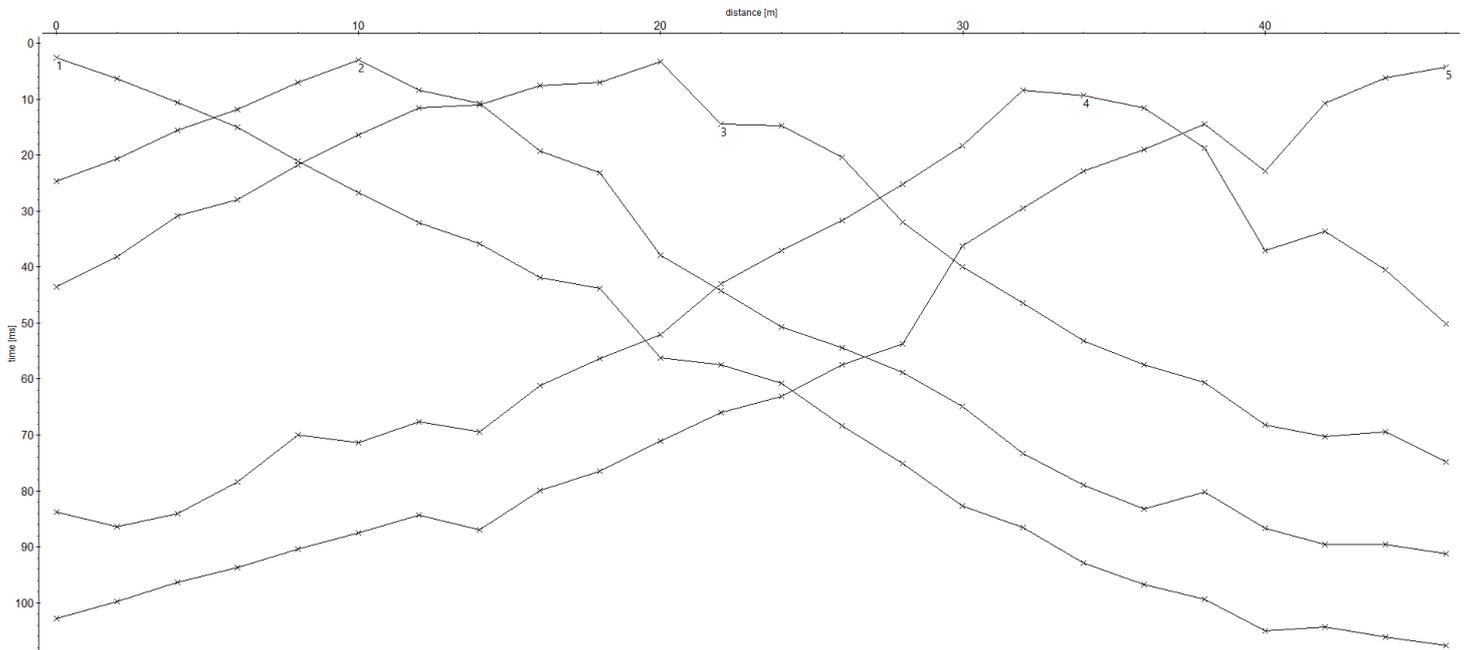
San Pedro ficha 2

Parámetros			Rango de valores						
1	Resistencia del material rocoso intacto	Índice de carga Puntual (Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para valores bajos es preferible el ensayo de compresión uniaxial		
		Resistencia a la compresión uniaxial	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Designación de calidad de roca (RQD)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de discontinuidades		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condición de discontinuidades	Continuidad	<1m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separación	Ningun a	<0,1mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Lisa	Slickensided		
		Rating	6	5	3	1	0		
		Relleno		Relleno Duro			Relleno Suave		
			Ningun o	<5 mm	>5 mm	<5 mm	>5mm		
		Rating	6	4	2	2	0		
		Meteorización	Sana	Algo meteorizada	Med. Meteorizada	Muy meteorizada	Completamente meteorizada		
Rating	6	5	3	1	0				
5	Hidrogeología	Flujo en 10 m de longitud de túnel (L/min)	Ningun o	<10	45931	25-125	>125		
		Condiciones Generales	Sin presen cia de agua	Represado	Húmedo	Goteos	Flujo		
	Rating	15	10	7	4	0			

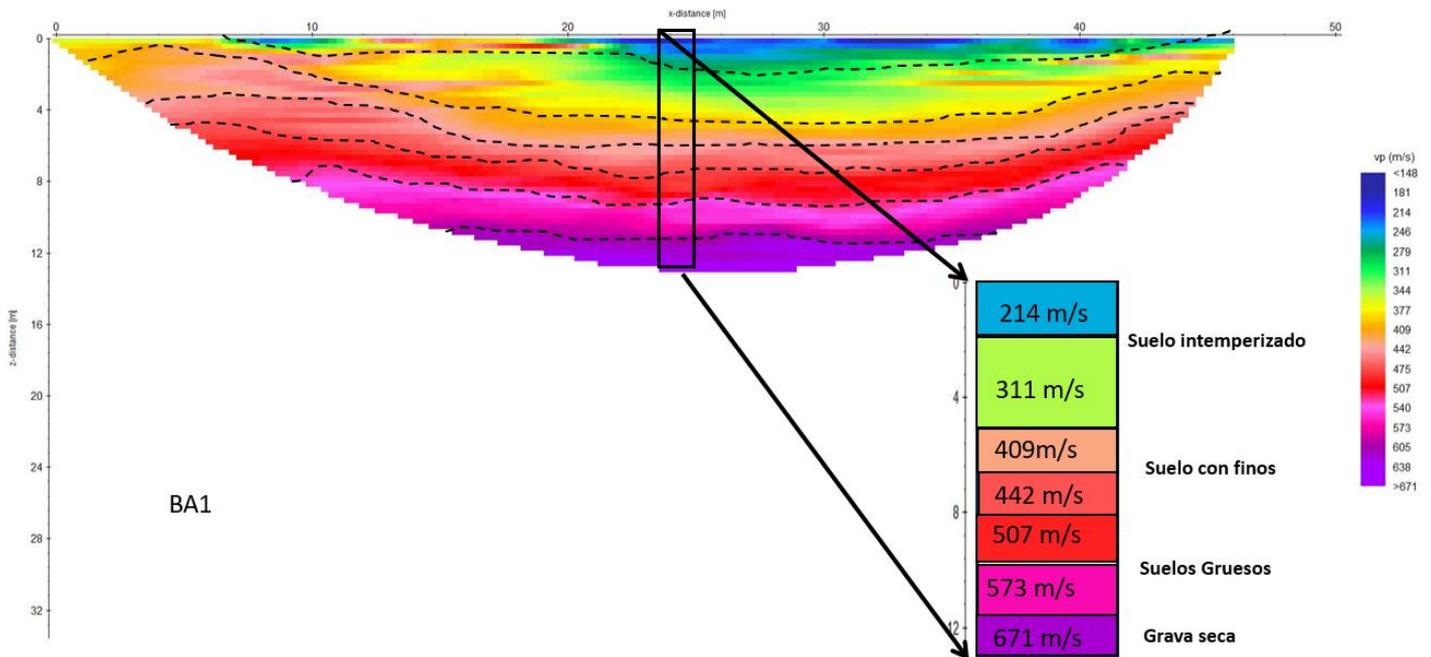
Geofísica

Sísmica de refracción

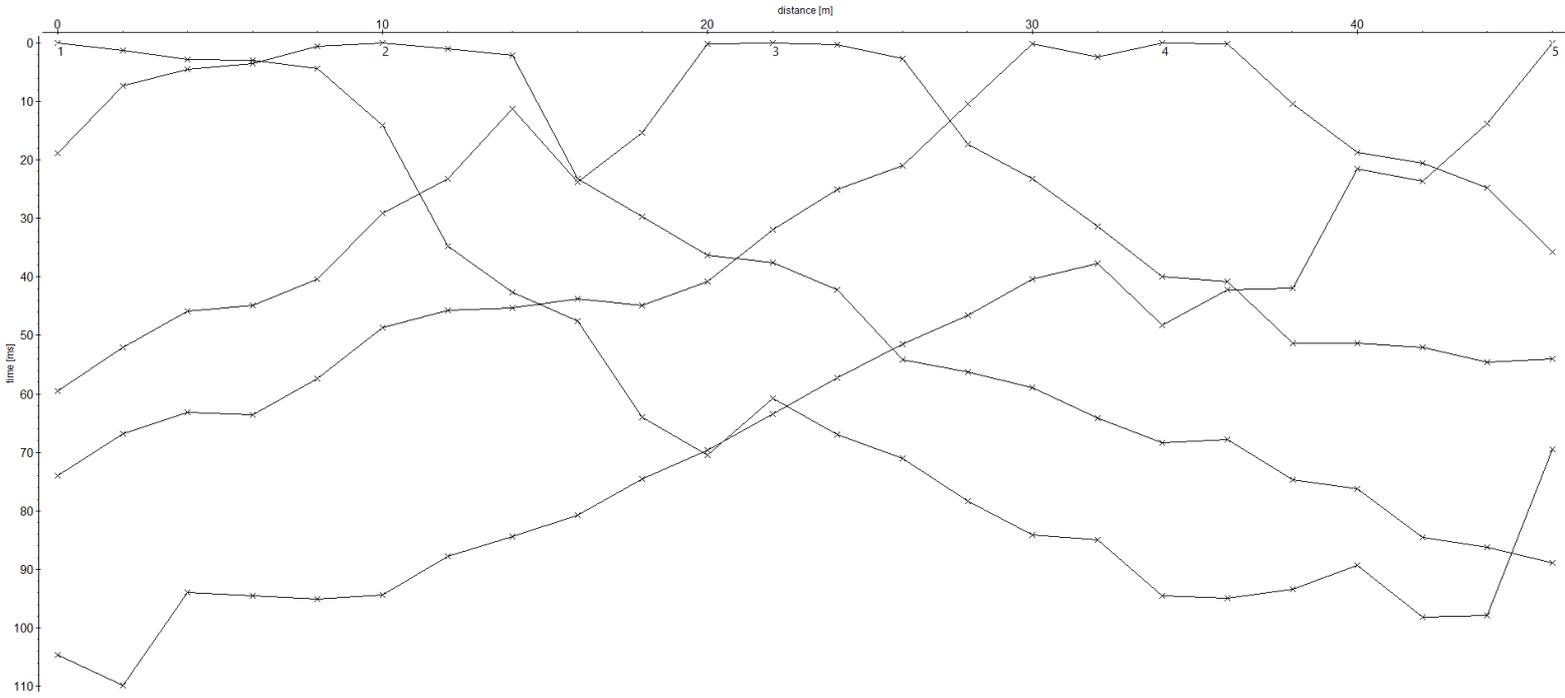
Domocrona sector Buenos Aires 1



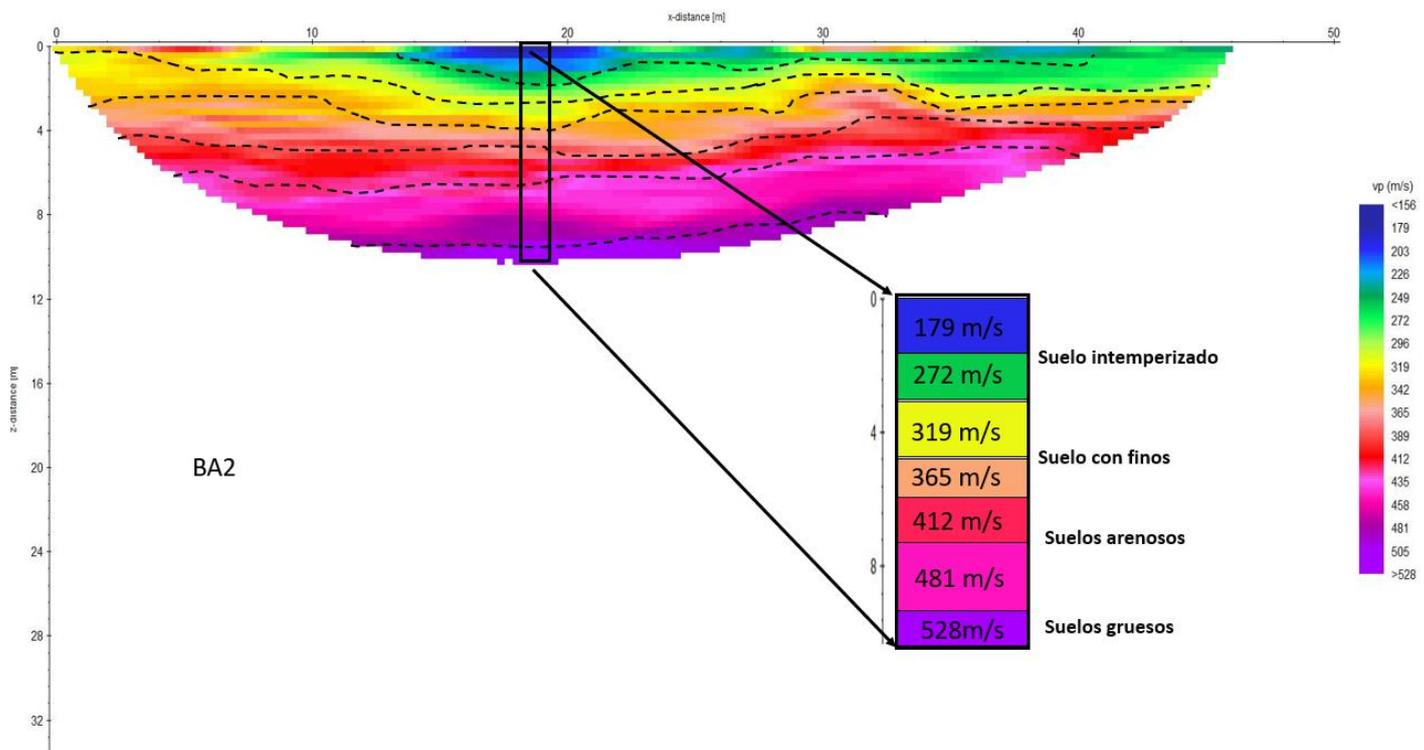
Perfil sísmico Buenos Aires 1



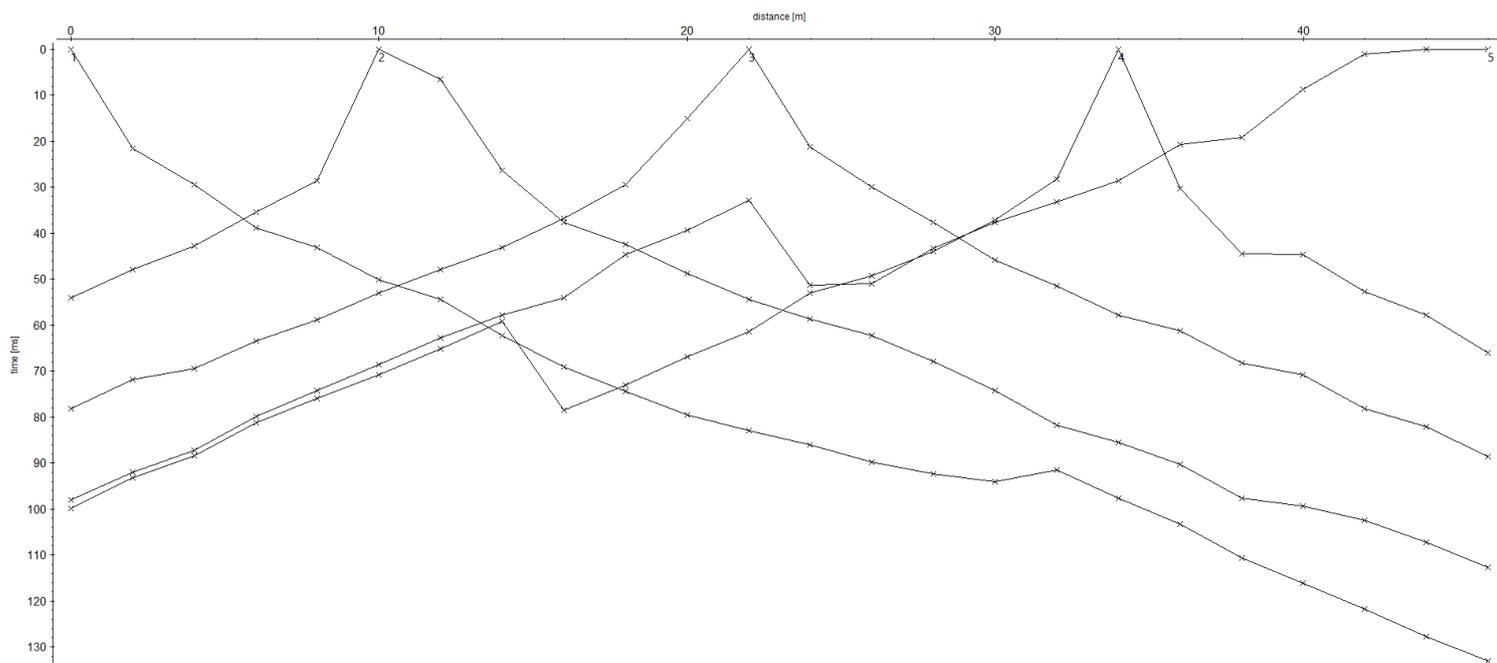
Domocrona sector Buenos Aires 2



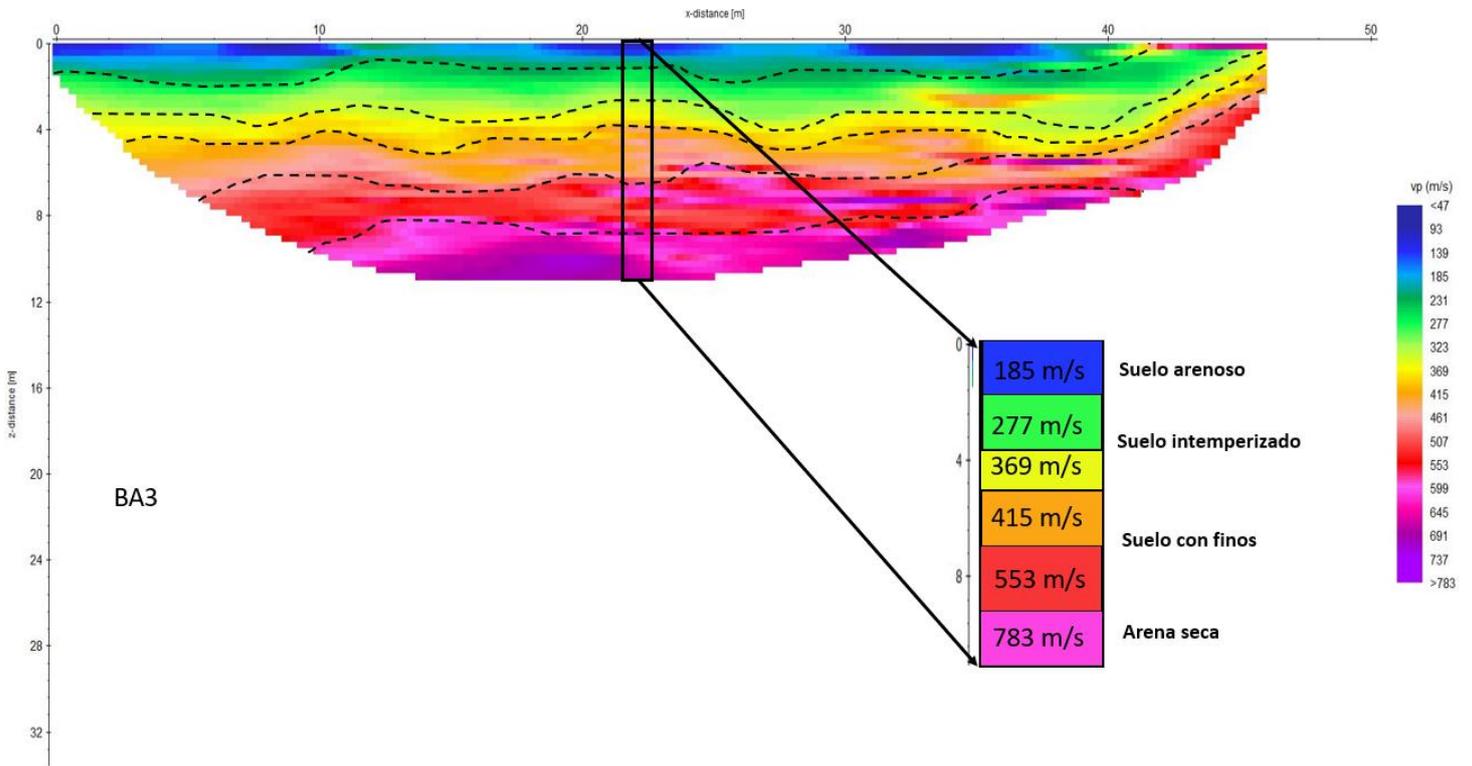
Perfil sísmico Buenos Aires 2



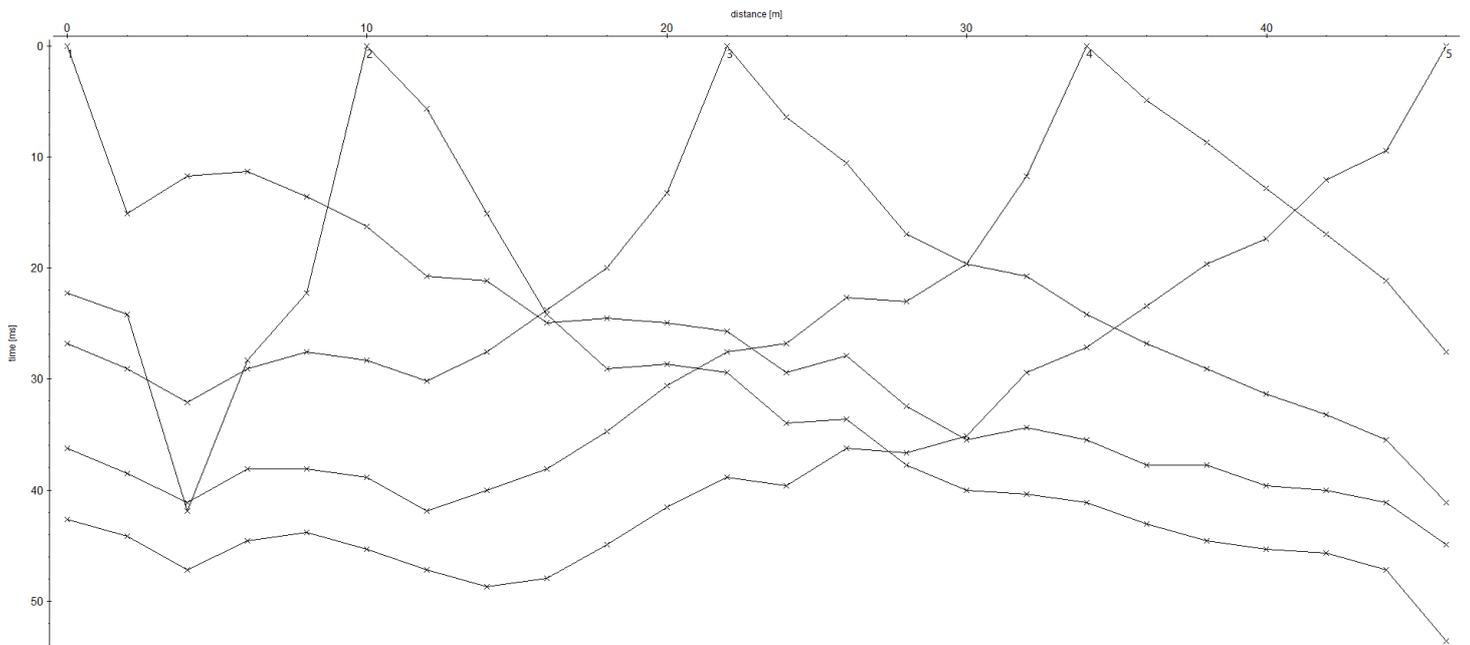
Domocrona sector Buenos Aires 3



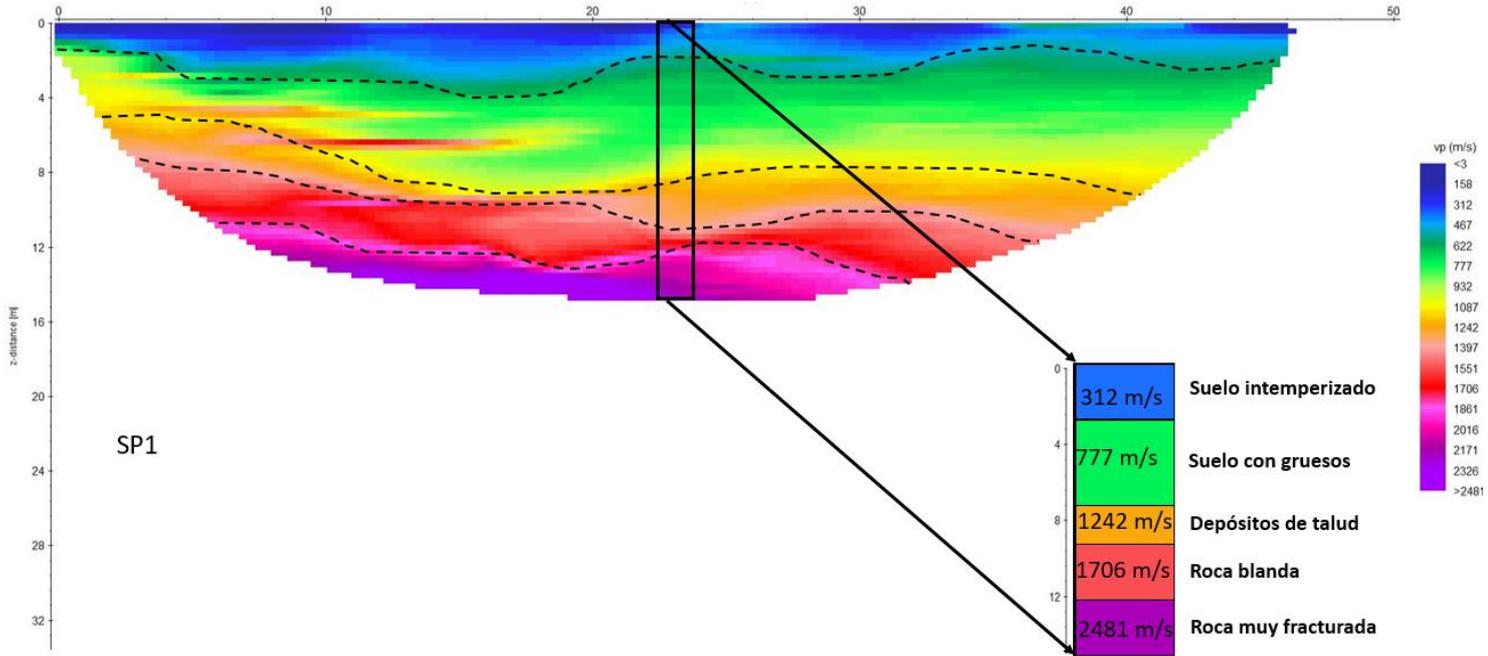
Perfil sísmico Buenos Aires 3



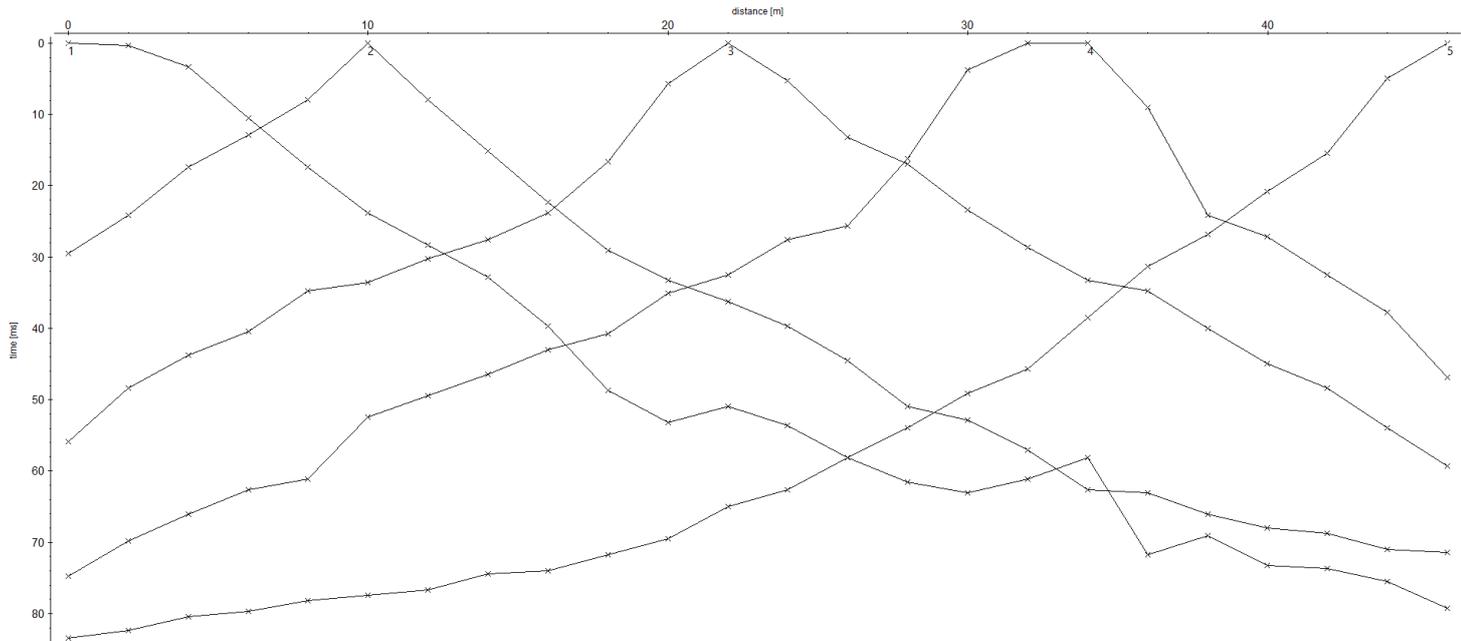
Domocrona San Pedro 1



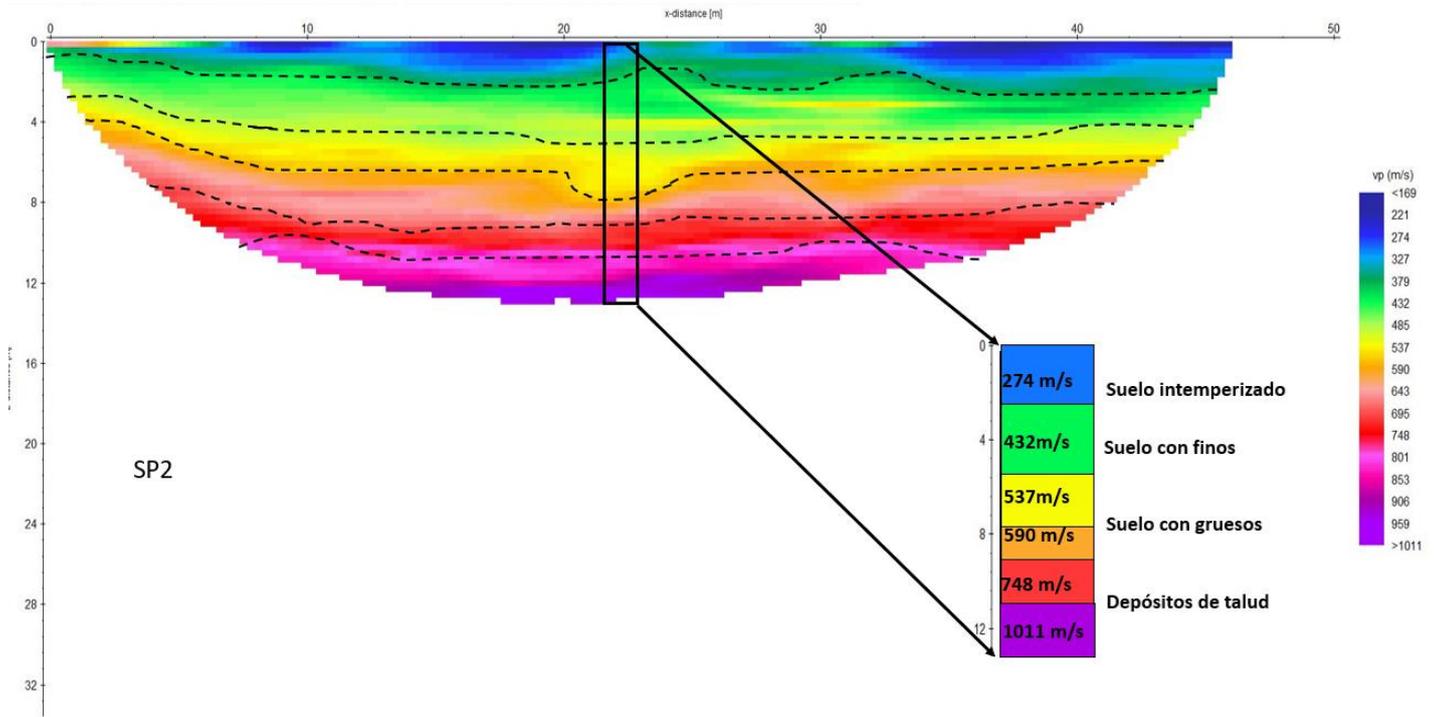
Perfil sísmico San Pedro 1



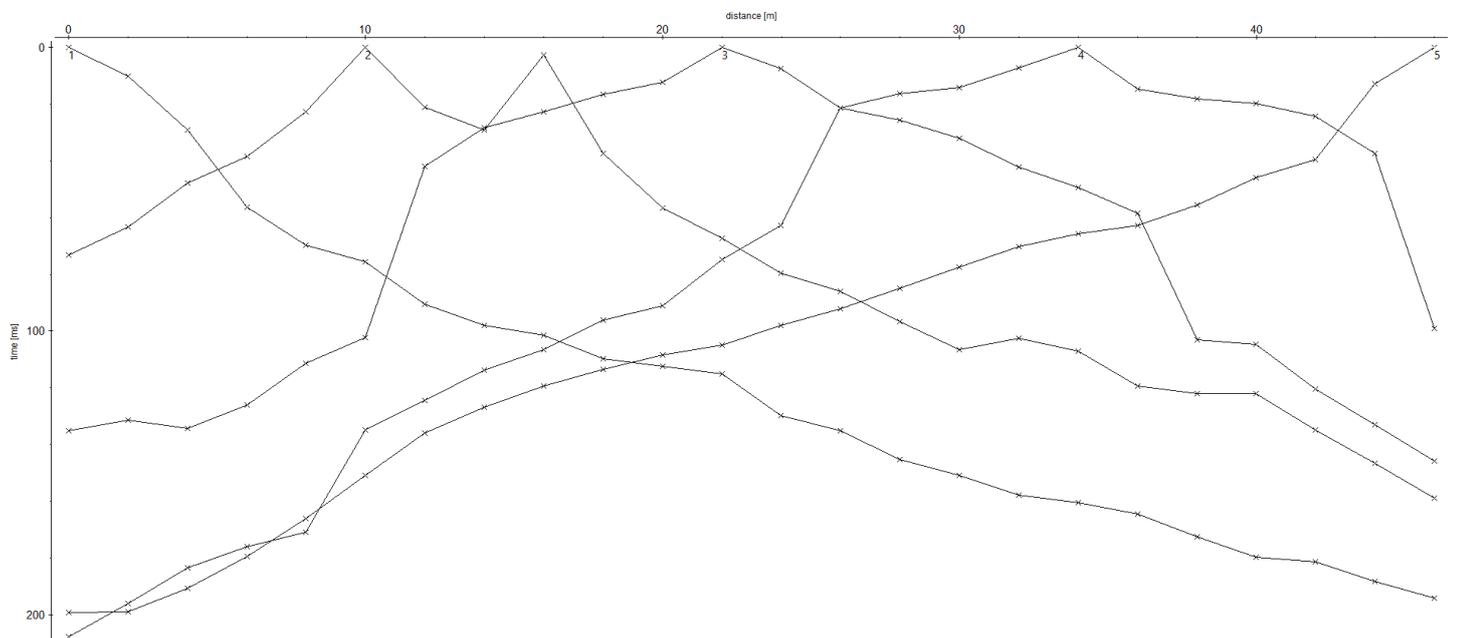
Domocrona San Pedro 2



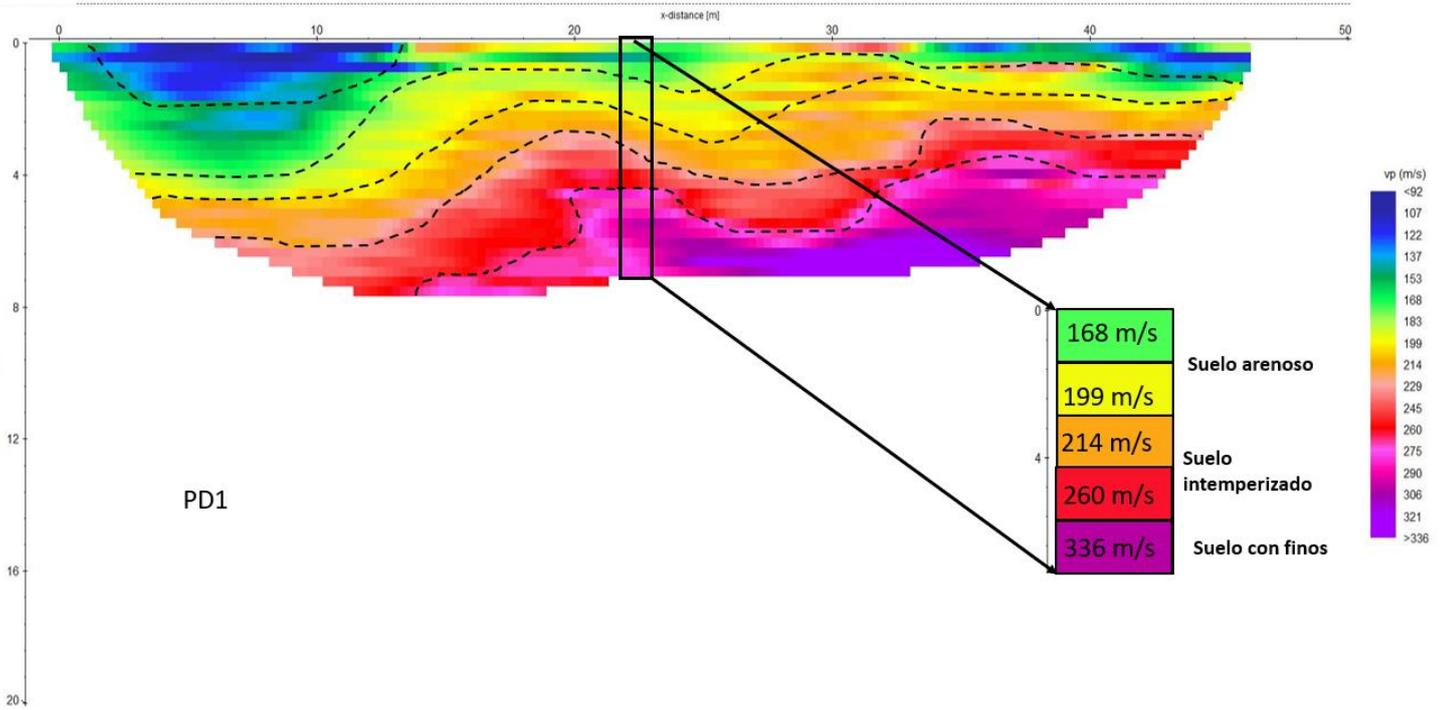
Perfil sísmico San Pedro 2



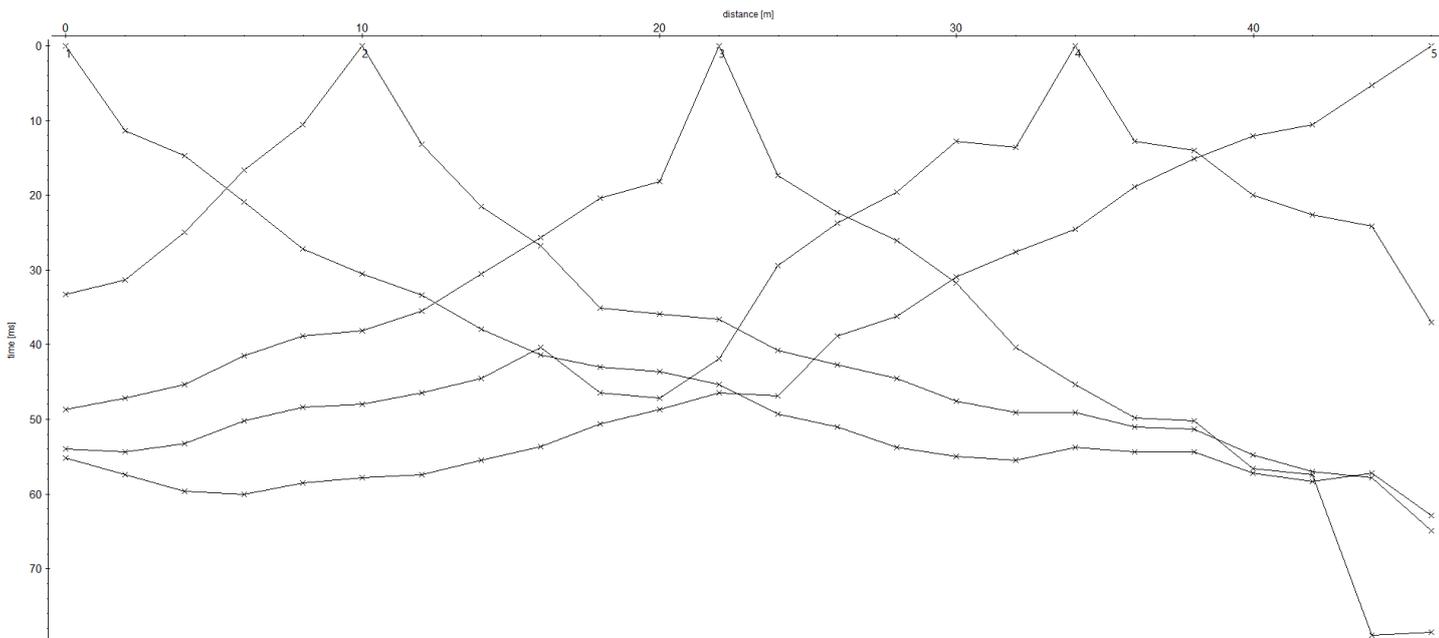
Domocrona sector Pindilig 1



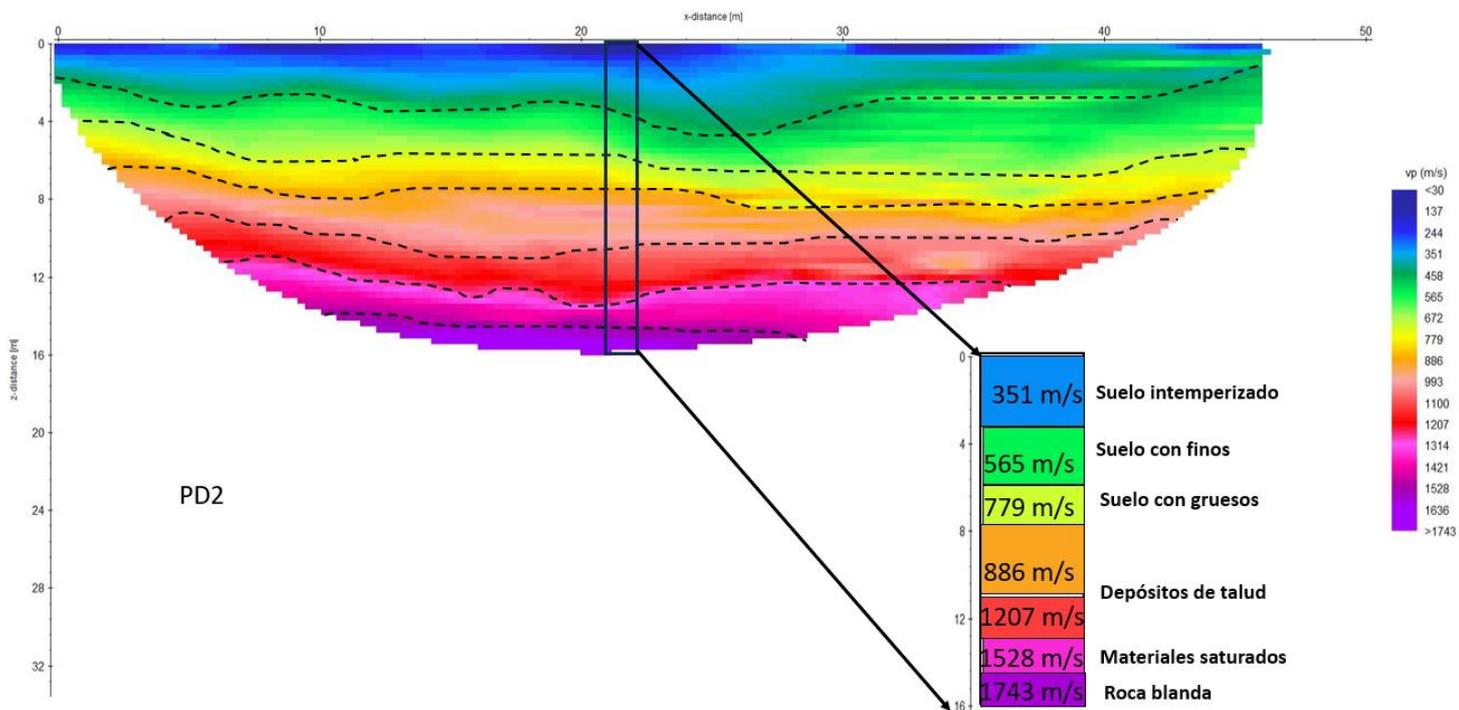
Perfil sísmico Pindilig 1



Domocrona sector Pindilig 2



Perfil sísmico Pindilig 2

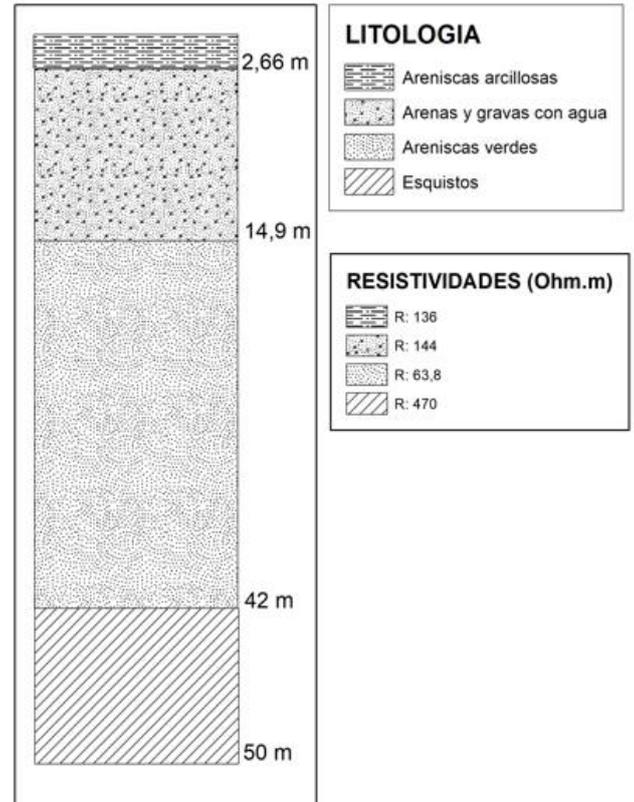
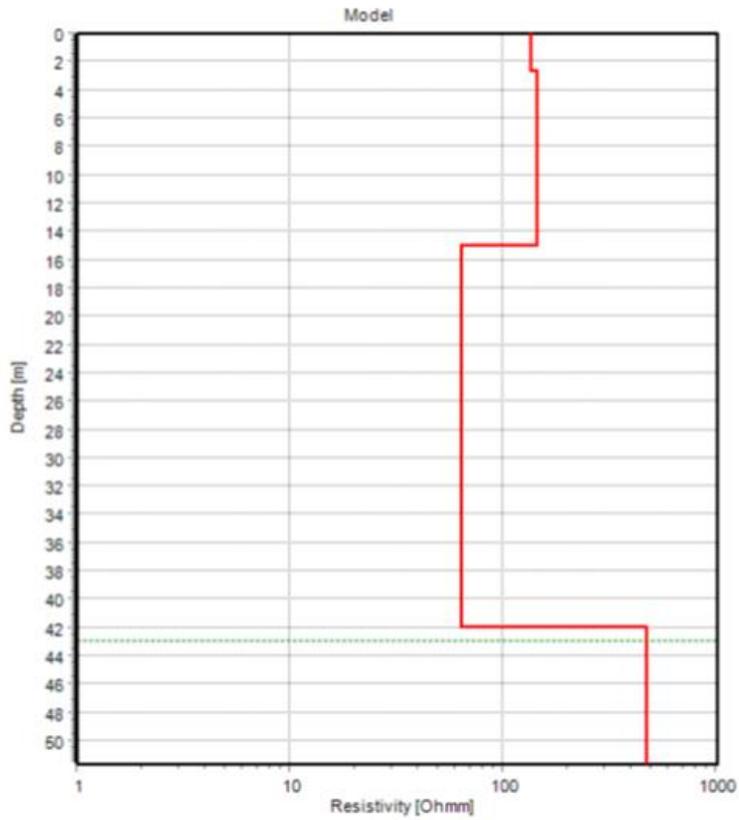


Electromagnetismo

Sondeo electromagnético Buenos Aires

#	Res	ResSTD	Thk	ThkSTD	Dep	DepSTD
1	136	99	2.66	99	2.66	99
2	144	99	12.2	99	14.9	99
3	63.8	99	27	99	42	99
4	470	99				

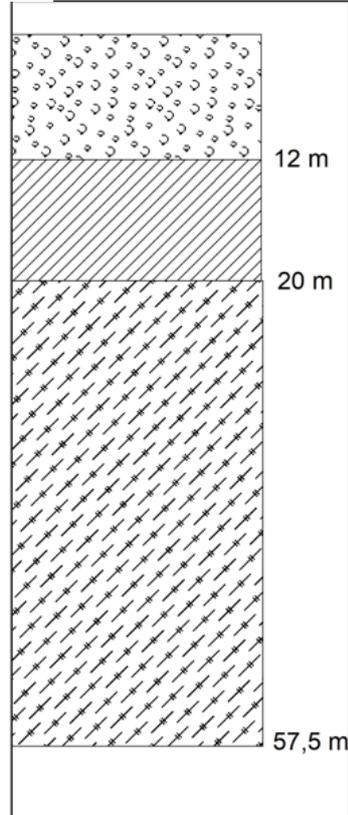
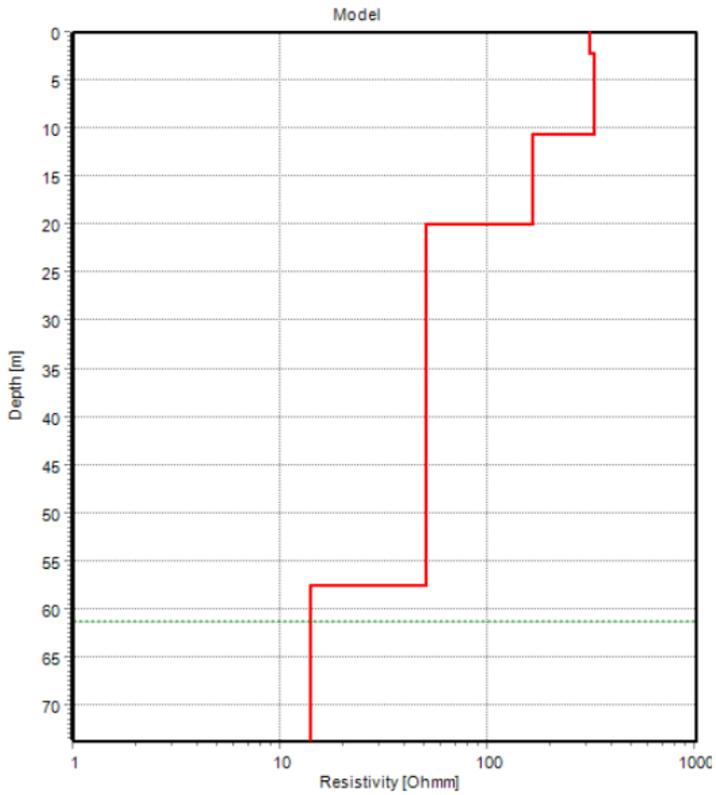
Columna estratigrafica de Buenos Aires



Sondeo electromagnético San Pedro

#	Res	ResSTD	Thk	ThkSTD	Dep	DepSTD
1	310	99	2.21	99	2.21	99
2	325	99	8.36	99	10.6	99
3	164	99	9.4	99	20	99
4	50.3	99	37.5	99	57.5	99
5	14	99				

Columna estratigrafica de San Pedro



LITOLOGIAS

-  Suelo Pedregoso con pasto
-  Esquisto arcilloso
-  Metamorfico fracturado

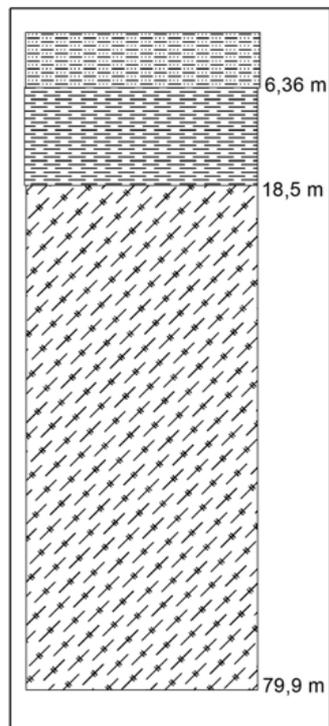
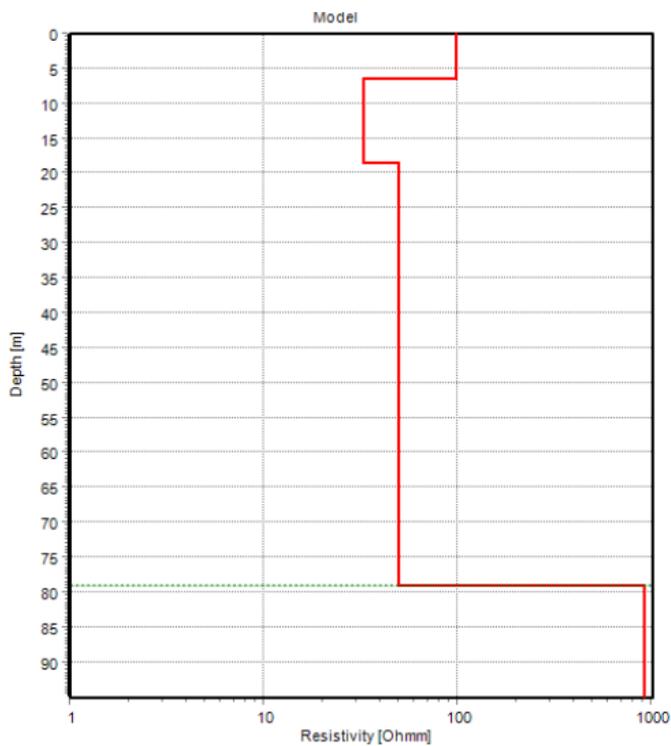
RESISTIVIDADES (Ohm. m)

-  R: 320
-  R: 164
-  R: 50,3

Sondeo electromagnético sector Pindilig

#	Res	ResSTD	Thk	ThkSTD	Dep	DepSTD
1	97.8	99	6.36	99	6.36	99
2	32.6	99	12.2	99	18.5	7.48
3	49.9	1.84	60.5	99	79.1	99
4	926	99				

Columna estratigrafica de Pindilig



LITOLOGIAS

-  Areniscas con arcilla
-  Arcilla y limo
-  Metamorfico fracturado

RESISTIVIDADES (Ohm.m)

-  R: 97,8
-  R: 32,6
-  R: 50