

Postgrados

espol

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

**APLICACIÓN DE UN MODELO PARA LA ZONIFICACIÓN DE ÁREAS
SUSCEPTIBLES A DESLIZAMIENTO MEDIANTE USO DE SISTEMAS DE
INFORMACIÓN GEOGRÁFICA Y ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN
2 ZONAS CRÍTICAS EN LA VÍA ZUMBAHUA - MACUCHI.**

TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo la obtención del Título de:

MAGISTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

LUIS FELIPE NARANJO GAIBOR

GUAYAQUIL - ECUADOR

JUNIO, 2023

RESUMEN

Los mapas de susceptibilidades son herramientas para determinar zonas propensas a sufrir fenómenos de remoción en masa. En el presente estudio, se implementó un modelo de susceptibilidad a deslizamientos en un tramo de la vía Latacunga – La Maná utilizando métodos semi-cuantitativos como la evaluación multi-criterio basada en el proceso analítico jerárquico (AHP), a través de sistemas de información Geográfica. El mapa de susceptibilidad consideró factores condicionantes y desencadenantes. Dentro de los variables condicionantes se empleó información de pendientes, fallas, geología, uso de suelo, vías, drenaje y aspecto. Mientras que, como variable detonante se empleó la precipitación. Aproximadamente el 30% del área de estudio tiene susceptibilidades entre altas y muy altas. Las zonas más susceptibles ocurren a lo largo de sedimentos turbidífticos de las formaciones Pilaló y Apagua. En las zonas críticas identificadas tanto en campo como en el mapa de susceptibilidad se profundizó el análisis de estabilidad de taludes. Así, en la abscisa 71+800, un talud inestable, formado por depósitos eólicos y un basamento rocoso. El modeló geotécnico se determinó en base al análisis inverso y se realizó evaluaciones del comportamiento de talud frente a cambios en el nivel freático. Para evaluar la estabilidad del talud 2, ubicado en la abscisa 92+300, geológicamente compuesto por sedimentos turbidífticos (limolitas, lutitas y chert de la formación Apagua) se empleó el criterio generalizado de Hoek & Brown.

Palabras clave: Mapas de Susceptibilidad; Carretera Zumbahua – Macuchi; Métodos de Evaluación Multi-criterio; Métodos AHP; Métodos de Estabilidad de Taludes; Métodos de Equilibrio Límite; Análisis Inverso; Hoek & Brown Generalizado.

ABSTRACT

Susceptibility maps are tools to determine areas prone to mass removal phenomena. In the present study, a landslide susceptibility model implemented in a section of the Latacunga – La Maná road using semi-quantitative methods such as multi-criteria evaluation based on the hierarchical analytical process (AHP), through geographic information systems. The susceptibility map considered conditioning and triggering factors. Within conditioning variables, the model uses slopes, faults, geology land use, roads, drainage, and aspect. While, as a trigger variable, precipitation was used. Approximately 30% of the study area has high to very high susceptibilities. The most susceptible zones occur along the turbiditic sediments of the Pilaló and Apagua formations. Subsequently, authors developed slope stability analysis in critical areas identified both in the field and on susceptibility map. Thus, on the 71+800 location, an unstable slope, formed by aeolian deposits and a rocky basement. The method to determine geotechnical parameters along slip surface was backanalysis. The slope stability analysis consists on the analysis of the slope under multiple scenarios changing water table. The slope 2, on the 92+300 location, a slope formed by turbiditic sediments. The constitutive model implemented was the Generalized Hoek & Brown criterion.

Key words: Susceptibility maps; Zumbahua – Macuchi road; Multicriteria Method; AHP Method; Slope Stability Methods; Limit Equilibrium Analysis Method; BackAnalysis; Generalized Hoek & Brown Criterion.

INDICE

| | |
|--|-----------|
| RESUMEN | i |
| ABSTRACT | ii |
| CAPITULO I (INTRODUCCIÓN) | 1 |
| 1.1 INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.2 ANTECEDENTES | 2 |
| 1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA..... | 4 |
| 1.4 OBJETIVOS | 5 |
| 1.4.1 OBJETIVO GENERAL..... | 5 |
| 1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 5 |
| 1.5 UBICACIÓN GEOGRÁFICA..... | 5 |
| 1.6 CONTEXTO GEOLÓGICO | 6 |
| 1.6.1 GEOLOGÍA REGIONAL..... | 6 |
| 1.6.2 GEOLOGÍA LOCAL..... | 8 |
| 1.6 DESCRIPCIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS Y SUS FACTORES..... | 11 |
| CAPITULO II (MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTOS) | 15 |
| 2.1 INTRODUCCIÓN..... | 15 |
| 2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS PARA LA ELABORACIÓN DE MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD..... | 15 |
| 2.2.1 MÉTODOS CUALITATIVOS | 16 |
| 2.2.2 MÉTODOS CUANTITATIVOS | 17 |
| 2.2.2.1 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS | 17 |
| 2.2.2.2 MÉTODOS ESTADÍSTICOS | 18 |
| 2.2.2.3 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS | 19 |
| 2.2.2.4 MÉTODOS DE INTELIGENCIA ARTIFICIAL..... | 19 |
| 2.2.3 MÉTODOS SEMI CUANTITATIVOS | 19 |
| 2.2.3.1 PROCESO ANALÍTICO JERÁRQUICO (AHP) | 20 |
| 2.3 METODOLOGÍA | 20 |
| 2.3.1 SELECCIÓN Y GENERACIÓN DE MAPAS TEMÁTICOS DE LOS FACTORES CONDICIONANTES..... | 21 |
| 2.3.2 DETERMINACIÓN DE VALORES Y PONDERACIÓN DE CADA VARIABLE | 22 |
| 2.3.3 PONDERACIÓN DE MAPAS TEMÁTICOS | 33 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 2.3.4 | ELABORACIÓN DEL MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD PREVIA | 36 |
| 2.3.5 | GENERACIÓN DE MAPA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS..... | 38 |
| 2.3.6 | NORMALIZACIÓN Y PONDERACIÓN DE LOS MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD PREVIA Y EL FACTOR DESENCADENANTE | 42 |
| 2.3.7 | ELABORACIÓN DEL MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD | 42 |
| CAPÍTULO III (EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUD EN SUELO ABSCISA 71+800 VÍA LATACUNGA – LA MANA)..... | | 45 |
| 3.1 | INTRODUCCIÓN DEL SITIO 1 | 45 |
| 3.2 | MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES..... | 46 |
| 3.2.1 | MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE..... | 48 |
| 3.2.2 | ANÁLISIS INVERSO..... | 51 |
| 3.3 | CASO DE ESTUDIO | 53 |
| 3.4 | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD..... | 57 |
| 3.4.1 | DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO..... | 57 |
| 3.4.2 | ANÁLISIS INVERSO Y SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE COHESIÓN Y FRICCIÓN EFECTIVOS..... | 61 |
| 3.4.3 | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES ALEDAÑOS | 64 |
| 3.4.4 | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL TALUD FALLADO | 66 |
| CAPÍTULO IV (EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA ABSCISA 92+300 VÍA LATACUNGA – LA MANA)..... | | 70 |
| 4.1 | INTRODUCCIÓN DEL SITIO 2 | 70 |
| 4.2 | MECANISMO DE DESLIZAMIENTO EN ROCA | 71 |
| 4.2.1 | CRITERIO DE HOEK – BROWN GENERALIZADO | 71 |
| 4.3 | CASO DE ESTUDIO TALUD EN ROCA..... | 76 |
| 4.4 | ANÁLISIS DE RESULTADOS | 77 |
| 4.4.1 | ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL TALUD | 85 |
| 4.4.2 | ESTABILIDAD DEL TALUD PARA FALLA CIRCULAR..... | 87 |
| CAPITULO V (CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES)..... | | 92 |
| CAPITULO VI (BIBLIOGRAFÍA) | | 96 |

LISTADO DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura N° 1.- Mapa de ubicación del área de estudio. | 6 |
| Figura N° 2.- Mapa Geológico de la cordillera occidental de 1° N a 1° S (modificado de la BGS-CODIGEM, 1996-2000) (Vallejo et al., 2006)..... | 8 |
| Figura N° 3.- Clasificación de metodologías para la elaboración de mapas de susceptibilidad a deslizamientos..... | 16 |
| Figura N° 4.- Flujograma del proceso para la generación del mapa de susceptibilidad a deslizamientos..... | 21 |
| Figura N° 5.- a) Mapa Geológico de la zona de interés; b) valoración del mapa geológico en base los criterios de susceptibilidad. | 25 |
| Figura N° 6.- a) Mapa de pendientes de la zona de estudio; b) valoración del mapa de pendientes en base a los criterios de susceptibilidad..... | 27 |
| Figura N° 7.- Mapa de influencia de las fallas valorada en base a los criterios de susceptibilidad. | 28 |
| Figura N° 8.- a) Mapa de uso de suelos (Fuente: MAGAP, 2015); b) Mapa de uso de suelos valorado en base a los criterios de susceptibilidad. | 30 |
| Figura N° 9.- Mapa de drenaje valorado en base a los criterios de susceptibilidad. | 32 |
| Figura N° 10.- Mapa de aspecto valorado en base a los criterios de susceptibilidad. | 33 |
| Figura N° 11.- Esquema para la generación del mapa de susceptibilidad previa del área de estudio..... | 36 |
| Figura N° 12.- Mapa de susceptibilidad Previa..... | 38 |
| Figura N° 13.- Comportamiento pluviométrico mensual de la zona de estudio y sus alrededores. | 40 |
| Figura N° 14.- Mapa de precipitaciones valorado en base a los criterios de factor desencadenante..... | 41 |
| Figura N° 15.- Esquema para la definición del mapa de susceptibilidad definitiva..... | 42 |
| Figura N° 16.- Mapa de susceptibilidad frente al factor desencadenante precipitaciones..... | 44 |
| Figura N° 17.- Métodos para analizar la estabilidad de pendientes (Bojorque, 2011). | 48 |
| Figura N° 18.- Masa deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas (Alonso, 2005)..... | 49 |
| Figura N° 19.- Flujograma para analizar la estabilidad de taludes..... | 54 |
| Figura N° 20.- Esquema de ejecución del análisis inverso. Modificado de (Bojorque, 2010). ... | 57 |
| Figura N° 21.- Fotografía en el talud estable del sitio de análisis. | 58 |

| | |
|---|----|
| Figura N° 22.- a) condiciones de borde del modelo de análisis inverso y b) resultados del análisis inverso con los parámetros de cohesión y ángulo de fricción efectivo de la superficie de falla. | 62 |
| Figura N° 23.- Análisis estático de estabilidad de los taludes aledaños con diferentes niveles de presión de poros. Caso a) completamente saturado; caso b) y c) parcialmente saturados con gradiente hidráulico; caso d) y e) saturados a diferentes niveles freático. | 65 |
| Figura N° 24.- Análisis estático y pseudo-estático del talud deslizado con diferentes escenarios de nivel freático. Caso a) análisis estático con nivel freático en la base de la superficie deslizada. Caso b) análisis estático con nivel freático a media altura de la superficie deslizada. Caso c) análisis estático con nivel freático en la corona de la superficie deslizada. Caso d) análisis estático con nivel freático en la vía. Caso e) análisis pseudo estático con nivel freático en la base del deslizamiento. | 67 |
| Figura N° 25.- a) condiciones de borde para un muro de sostenimiento y nivel freático bajo. a') resultados del análisis de estabilidad general. b) condiciones de borde para un muro de sostenimiento y nivel freático alto. b') resultados del análisis de estabilidad general. | 68 |
| Figura N° 26.- Límite de aplicabilidad de los criterios de Hoek – Brown (Hoek & Brown, 2019). | 73 |
| Figura N° 27.- Efectos de escala y caracterización de macizo rocoso (Brown & Hoek, 1980). 73 | |
| Figura N° 28.- a) Carta de GSI básico (Hoek & Marinos, 2000). b) Carta de GSI para sedimentos tipo flysch (Marinos, 2007)..... | 75 |
| Figura N° 29.- Valores de factor D, Disturbancia en taludes.(Rose et al., 2018)..... | 75 |
| Figura N° 30.- Esquema de evaluación de estabilidad de taludes en roca. | 76 |
| Figura N° 31.- Fotografías aéreas multi-temporales del deslizamiento. a) fotografía del 21/07/2014, b) fotografía del 19/11/2016, c) fotografía aérea del 24/08/2019; y, d) fotografía del 07/06/2021. Fuente: Google Earth..... | 77 |
| Figura N° 32.- Ubicación de las estaciones geomecánicas en el deslizamiento | 78 |
| Figura N° 33.- Restituciones fotográficas 3D del talud. a) Estación Geomecánica 1 (EG-1), b) EG-2, c) EG-3, d) EG-4, e) EG-5, f) EG-6..... | 80 |
| Figura N° 34.- Red estereográfica de las juntas identificadas en el talud. | 85 |
| Figura N° 35.- Análisis cinemático de las familias de juntas identificadas en el talud para un corte (DIP/DIP DIRECTION) 45/250. (a) falla planar, b) falla en cuña, c) falla en vuelco)..... | 86 |
| Figura N° 36.- Análisis cinemático de las familias de juntas identificadas en el talud para un corte (DIP/DIP DIRECTION) 56/140. (a) falla planar, b) falla en cuña, c) falla en vuelco..... | 87 |

| | |
|---|----|
| Figura N° 37.- Análisis estático de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite (Morgenstern – Price) para diferentes escenarios de presión de poros: a) escenario completamente saturado; b) escenario no saturado; y, c) escenario con el nivel freático abatido. | 89 |
| Figura N° 38.- Análisis pseudo estático de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite (Morgenstern – Price) para los escenarios a) no saturado; y, b) saturado. | 90 |

LISTADO DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla N° 1.- Factores condicionantes de los deslizamientos | 12 |
| Tabla N° 2.- Factores detonantes de los deslizamientos | 13 |
| Tabla N° 3.- Clasificación de tipos de deslizamientos Varnes (1978) actualizada por Hungr et al, (2014)..... | 14 |
| Tabla N° 4.- Factores condicionantes analizados y sus fuentes de información..... | 22 |
| Tabla N° 5.- Tabla de valores y ponderación para la variable Geología. | 24 |
| Tabla N° 6.- Tabla de valores y ponderación para la variable Pendiente. | 26 |
| Tabla N° 7.- Tabla de valores y ponderación para la variable Fallas..... | 28 |
| Tabla N° 8.- Tabla de valores y ponderación para la variable uso de suelo..... | 29 |
| Tabla N° 9.- Tabla de valores y ponderación para la variable vías. | 31 |
| Tabla N° 10.- Tabla de valores y ponderación para la variable drenaje..... | 31 |
| Tabla N° 11.- Tabla de valores y ponderación para la variable aspecto. | 32 |
| Tabla N° 12.- Matriz de comparación de variables (T. Saaty, 1980)..... | 34 |
| Tabla N° 13.- Escala de Saaty para la correlación entre variables (ixj) (T. Saaty, 1980). | 34 |
| Tabla N° 14.- Matriz de Jerarquización de factores para el mapa de susceptibilidad previa. (Factores condicionantes) | 35 |
| Tabla N° 15.- Criterios para la clasificación de valores de susceptibilidad previa..... | 37 |
| Tabla N° 16.- Estaciones pluviométricas empleadas para la generación del mapa de pluviometría..... | 39 |
| Tabla N° 17.- Series pluviométricas (mm) promedio para cada estación entre los años (2000- 2022)..... | 39 |
| Tabla N° 18.- Criterios de clasificación, valoración y normalización para el factor desencadenante pluviometría..... | 41 |
| Tabla N° 19.- Criterios para la clasificación de susceptibilidad definitivos | 43 |
| Tabla N° 20.- Comparación de los métodos de equilibrio límite (Bojorque, 2011). | 50 |
| Tabla N° 21.- Investigaciones geofísicas desarrolladas en el sitio 1. (Moreno, 2022) | 55 |
| Tabla N° 22.- Resultados de la perforación (SPT-1) (Ordoñez, 2022)..... | 56 |
| Tabla N° 23.- Clasificación del macizo rocoso abscisa 71+800 según Bieniawski (1989). | 59 |
| Tabla N° 24.- Clasificación del macizo rocoso abscisa 71+800 según Q de Barton (2002)..... | 60 |
| Tabla N° 25.- Valores de resistencia del macizo rocoso frente al martillo de Schmidt. | 60 |

| | |
|--|----|
| Tabla N° 26.- Matriz de %error mínimo cuadrado en base a simulaciones con pares de cohesión efectiva c' y ángulo de fricción efectivo ϕ' de la superficie de falla. | 63 |
| Tabla N° 27.- Factor de seguridad en base a pares de cohesión c' y ángulo de fricción ϕ' efectivos. | 63 |
| Tabla N° 28.- Análisis de los factores de seguridad taludes aledaños en función a variaciones en el nivel freático. | 65 |
| Tabla N° 29.- Análisis de los factores de seguridad en el talud deslizado bajo diferentes escenarios estáticos y pseudo-estáticos. | 67 |
| Tabla N° 30.- Factores de seguridad de la alternativa de solución propuesta. | 69 |
| Tabla N° 31.- Clasificaciones Geomecánicas del deslizamiento. | 82 |
| Tabla N° 32.- Clasificaciones geomecánicas del deslizamiento (continuación). | 83 |
| Tabla N° 33.- Respuesta al martillo de Schmidt del macizo rocoso en las diferentes estaciones geomecánicas. | 84 |
| Tabla N° 34.- Parámetros geomecánicos ingresados en el software SLIDE2 (Rocscience) para el talud. | 88 |
| Tabla N° 35.- Factores de seguridad para diferentes escenarios estáticos y pseudoestáticos .. | 91 |

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos son fenómenos con consecuencias devastadoras para la infraestructura y para la vida humana. Su mapeo constituye una medida para mitigar el riesgo y establecer medidas de prevención. Los deslizamientos ocurren por la combinación de factores condicionantes y desencadenantes ([Abija et al., 2019](#); [Ayenew & Barbieri, 2005](#)).

Una vez que un deslizamiento ocurre, las grandes interrogantes son cuándo y dónde ocurrirán los próximos deslizamientos. Teniendo en cuenta que los deslizamientos son una consecuencia de la interacción de múltiples factores. El análisis de los factores condicionantes y desencadenantes a través de herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG) contribuye a determinar zonas más propensas a sufrir procesos de remoción en masa ([Erener & Düzgün, 2012](#)).

Modelos de zonificación frente a deslizamientos son de gran relevancia; pues, permiten concentrar los análisis en las zonas más vulnerables; así como, establecer estrategias de mitigación del riesgo. En el presente estudio se generará mapas de susceptibilidad frente a deslizamientos en el tramo Zumbahua – Macuchi de la vía Latacunga – La Maná en base a métodos semi-cuantitativos como la evaluación multi-criterio.

En zonas en las cuales han ocurrido deslizamientos resulta imperativo contar con modelos geotécnicos representativos que permitan simular las condiciones reales del talud. Actualmente, en la carretera Latacunga – La Maná existen al menos dos zonas críticas en las cuales han ocurrido fenómenos de remoción en masa. En el presente estudio se evaluará la estabilidad de talud tanto en suelo como en roca por medio de métodos de equilibrio límite bajo múltiples escenarios estáticos y pseudo-estáticos.

1.2 ANTECEDENTES

La evaluación de la estabilidad de taludes es esencial para garantizar el desarrollo sostenible de actividades relacionadas a la minería, ingeniería civil, y planificación urbana ([Komadja et al., 2021](#)).

El análisis de la estabilidad de taludes se fundamenta en el estudio de los factores condicionantes y los factores desencadenantes. Los factores condicionantes más relevantes son: relieve, litología, estructuras geológicas y estados tensionales, propiedades geomecánicas de los materiales, deforestación y meteorización. Mientras que, los factores desencadenantes son: precipitaciones, cambios morfológicos en las laderas, aplicación de cargas estáticas y dinámicas, erosión o socavación del pie de los taludes, entre otros ([Davies, 2015](#)).

Variaciones significativas en los factores anteriormente mencionados ocasionan inestabilidades en los taludes. Peligros asociados a los deslizamientos de tierras ocurren a lo largo del mundo y su ocurrencia ocasiona miles de millones de dólares en pérdida económicas, sumado a numerosas muertes y lesiones graves en la población circundante ([Sun et al., 2022](#)). La educación y concientización acerca de estos peligros es el primer paso hacia la reducción de estos efectos dañinos ([USGS, 2000](#)).

Ecuador no está alejado a este contexto global. Por ello, el Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias (SNGRE) reporta periódicamente eventos adversos como: Deslizamientos, colapsos estructurales, incendios forestales, inundaciones, entre otros. Para ejemplificar la ocurrencia de deslizamientos en el territorio ecuatoriano solamente en la provincia de Pichincha entre los años 2019 y 2021 se han reportado 689 deslizamientos (164 en 2019, 202 en 2020 y 323 en 2021) ([SNGRE, 2022](#)).

La carretera Zumbahua – Macuchi forma parte de la red vial ecuatoriana que conecta la región litoral con la serranía. Estos ejes atraviesan perpendicularmente la cordillera de los Andes. Es común observar fenómenos de remoción en masa a lo largo de estas vías especialmente en la temporada invernal.

La vía Zumbahua – Macuchi de dirección E-W transversal a la cordillera occidental de los andes ecuatorianos se emplaza en un contexto de: relieves abruptos, cambios litológicos asociados a la acreción de diversos terrenos oceánicos, en medio de importantes fallas regionales y zonas de cizalla ([Vallejo et al., 2019](#)). Las estratificaciones son de alto ángulo y es común encontrar lutitas, limolitas y areniscas y chert altamente deformadas y de mala calidad geomecánica. Además, en la cuenca alta prima la deforestación de bosques húmedos para el desarrollo de pastizales.

En la zona de estudio las precipitaciones anuales varían de 800 mm/año en la alta montaña a 3000 mm/año en el pie de monte de la cordillera Occidental, los cambios morfológicos asociados a cortes de ejes viales han generado erosión o socavación del pie de los taludes sumado a que el Ecuador está ubicado en una zona de alta actividad sísmica ([MTOP, 2022](#)).

Bajo este contexto de factores condicionantes y detonantes, la carretera Zumbahua – Macuchi tiene un alto riesgo de sufrir deslizamientos periódicos como los ocurridos en la etapa invernal del año 2022, específicamente el 30 de enero, en donde fuertes lluvias registradas en la provincia Cotopaxi, provocaron deslizamientos en algunos tramos de la vía que une Latacunga con La Maná, en Cotopaxi ([Comercio, 2022](#)).

Los mapas de susceptibilidad frente a deslizamientos son herramientas fundamentales en el manejo del riesgo y la planificación territorial y en establecimiento de políticas de uso de suelo. En general, estos mapas se basan en el análisis de los factores condicionantes y detonantes a un fenómeno de remoción en masa ([Salehpour Jam et al., 2023](#)).

El análisis de la estabilidad de pendientes puede abordarse según varias metodologías como métodos de equilibrio límite, métodos de análisis límite, métodos numéricos, métodos híbridos o combinados. Sin embargo, debido a la complejidad para contar con

una amplia gama de parámetros geotécnicos los métodos de equilibrio límite son los más empleados en la evaluación de estabilidad de taludes (Zhou & Cheng, 2014).

En base a recorridos de campo en la zona de estudio se han identificado dos zonas críticas. La zona 1, ubicada en la abscisa 71+800, en la que ocurre un deslizamiento en suelo; y la zona 2, ubicada en la abscisa 92+300, deslizamiento en roca.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La gran mayoría de los trabajos ingenieriles en el mundo involucran pendientes naturales y taludes generados por actividad antrópica. Por lo que, su análisis, diseño y monitoreo es de vital importancia para salvaguardar la integridad de la vida humana y la infraestructura asociada. Los fenómenos de remoción en masa y, en particular los deslizamientos ocasionan pérdidas humanas y económicas.

El no contar con herramientas para la evaluación, diagnóstico y monitoreo de la estabilidad de pendientes a nivel regional ocasiona un uso inadecuado e inoportuno de recursos técnicos y económicos. En respuesta a esta problemática los mapas de susceptibilidad frente a los deslizamientos son una herramienta útil pues orienta el análisis hacia las áreas más vulnerables. Permite identificar laderas y taludes potencialmente inestables y actuar de forma preventiva. Al mitigar la acción de los agentes detonantes, se reduce la probabilidad de ocurrencia de los deslizamientos.

La carretera Zumbahua – Macuchi sufre de constantes fenómenos de remoción en masa, que ocurren principalmente en la época invernal. Siendo la estabilización de taludes en una tarea compleja y costosa, constituye de vital importancia contar con modelo de prevención de deslizamientos que permita mitigar el riesgo frente a deslizamientos en la vía Zumbahua – Macuchi.

En la carretera Zumbahua – La Maná se identificaron dos zonas críticas que requieren de un análisis de estabilidad de taludes en pro de establecer soluciones ingenieriles óptimas para su estabilización.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar la estabilidad de los taludes a largo de la vía Zumbahua – Macuchi empleando mapas de susceptibilidad a deslizamiento y mediante métodos de equilibrio límite en zonas críticas estableciendo estrategias para reducir el riesgo frente a fenómenos de remoción en masa.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el mapa de susceptibilidad a deslizamientos mediante el uso de sistemas de información geográfica considerando tanto los factores condicionantes y detonantes de los deslizamientos a lo largo de la vía Zumbahua - Macuchi.
- Analizar la estabilidad de taludes en zonas críticas a lo largo de la vía Zumbahua – Macuchi mediante métodos de equilibrio límite y análisis inverso.
- Establecer medidas de prevención frente a deslizamientos y alternativas de estabilización en las zonas críticas en la vía Zumbahua – Macuchi.

1.5 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La zona de estudio se encuentra en Sudamérica, en el flanco oeste de la cordillera occidental de los andes ecuatorianos. Entre las latitudes 0°55'0" S y 1°0'0" S y longitudes 78°54'0" W y 79°3'0" W. En el presente estudio se evaluará un tramo del eje vial Latacunga – La Maná desde Zumbahua a Macuchi. Para el análisis de la susceptibilidad a fenómenos de remoción en masa se consideró una franja de 1,000 metros a ambos lados del eje vial. En la Figura N° 1 se presentan mapas de ubicación del área de estudio en el contexto regional y local.

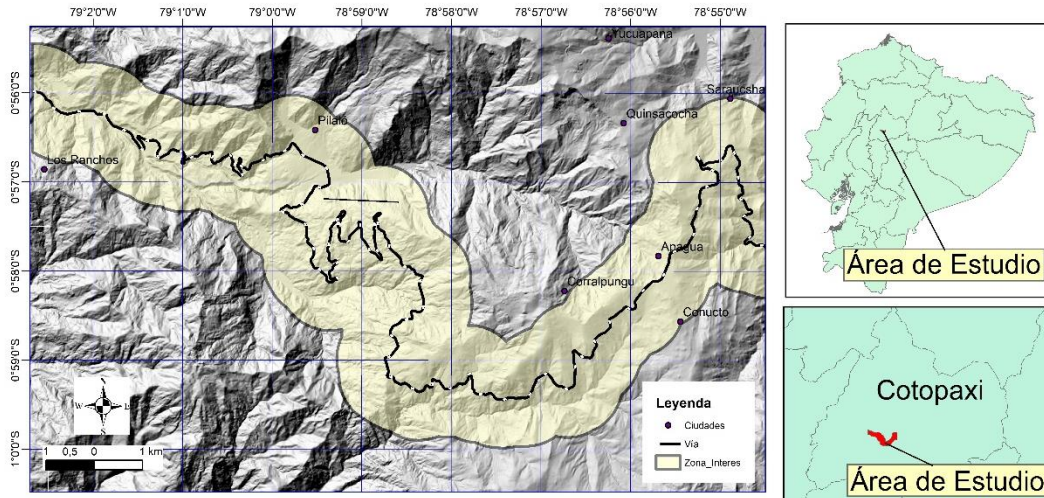


Figura N° 1.- Mapa de ubicación del área de estudio.

1.6 CONTEXTO GEOLÓGICO

Geológicamente el Ecuador puede ser dividido en tres principales regiones lo cual refleja tres provincias geológicas diferentes. La región andina separa la cuenca amazónica hacia el Este (E) y las cuencas litorales hacia el Oeste (W). La región andina comprende dos cadenas montañosas sub paralelas separadas por un graben central. La Cordillera Real hacia el E dominada por cinturones de rocas metamórficas intruidas por granitoides tipo I y S y cubierta en gran parte por un volcanismo cenozoico. La cordillera Occidental al oeste del graben interandino está dominada por rocas volcánicas y volcanos sedimentos del mesozoico tardío al cenozoico temprano acrecionadas al margen continental en múltiples eventos. Estas rocas han sido intruidas por granitoides del terciario medio al tardío y sobre yacidas por secuencias volcánicas principalmente calcoalcalinas del margen continental (Jaillard et al., 2004; Vallejo Cruz, 2007).

1.6.1 GEOLOGÍA REGIONAL

La cordillera occidental consiste en bloques oceánicos alóctonos los cuales fueron acrecionados a la placa sudamericana durante el cretácico tardío (Feininger & Bristow, 1980; GOOSSENS & ROSE JR., 1973). Desplazamientos trascurrentes a lo largo de fallas de dirección aproximada N-S han generado un complicado conjunto de unidades

tectono-estratigráficas que se juxtaponen a sucesiones volcánico sedimentarias de similares litologías, pero diferentes edades.

El bloque Pallatanga aflora a lo largo del borde oriental de la cordillera occidental y está separado del margen continental por una zona de sutura deformada denominada falla de Calacali – Pujili – Pallatanga. Representa parte de la sutura cortera oceánica del cretácico tardío. Evidencias geoquímicas revelan que estas rocas tienen composición de tipo E-MORB, lo que sugiere que se formaron a partir de la erupción desde una pluma del manto similar al punto caliente de las Galápagos. Además, estas rocas genéticamente están relacionadas con el plateau oceánico caribeño (KERR et al., 2002; Lapierre, 2000; Spikings et al., 2001).

La unidad Macuchi está localizada a lo largo del borde oeste de la cordillera Occidental y su límite oriental coincide con la falla de escala regional Chimbo-Toachi. Las rocas volcánicas y sedimentarias de esta unidad son comúnmente consideradas como rocas de arco volcánico intra oceánico y sobreyacidas por rocas ya sea de tipo MORB o de plateau oceánico (R. A. Hughes & Pilatasig, 2002; R. Hughes & Bermudez, 1997). Los rangos más probables de edad de esta unidad son del Paleoceno al Eoceno tardío. La edad de acreción de esta unidad ocurrió durante el Eoceno tardío (Egüez, 1986; R. A. Hughes & Pilatasig, 2002; Jaillard et al., 2004). La acreción de este terreno está soportada por: a) identificación de una huella tectónica regional durante el Eoceno, b) elevadas tasas de exhumación y enfriamiento en el este de la cordillera durante (43-30) Ma (Spikings et al., 2001) y c) la unidad Macuchi es intruida por granitoides tipo I no deformados con un rango de edad de 20 a 38 Ma (Boland et al., 2000; Egüez, 1986). Sin embargo, estas teorías han sido ampliamente cuestionadas en trabajos de Vallejo et al., (2019).

El bloque Naranjal se restringe a la parte norte de la cordillera occidental y se extiende hacia la planicie costera. Los análisis geoquímicos de esta unidad sugieren una afinidad de arco de islas y plateau oceánico (Boland et al., 2000; KERR et al., 2002). KERR et al., (2002) sugieren que este bloque fue acrecionado al margen continental durante el Eoceno.

En la Figura N° 2 se muestra el mapa regional de la cordillera occidental entre 1° N y 1° S. En el mapa se señala el área de estudio en un contexto geológico regional.

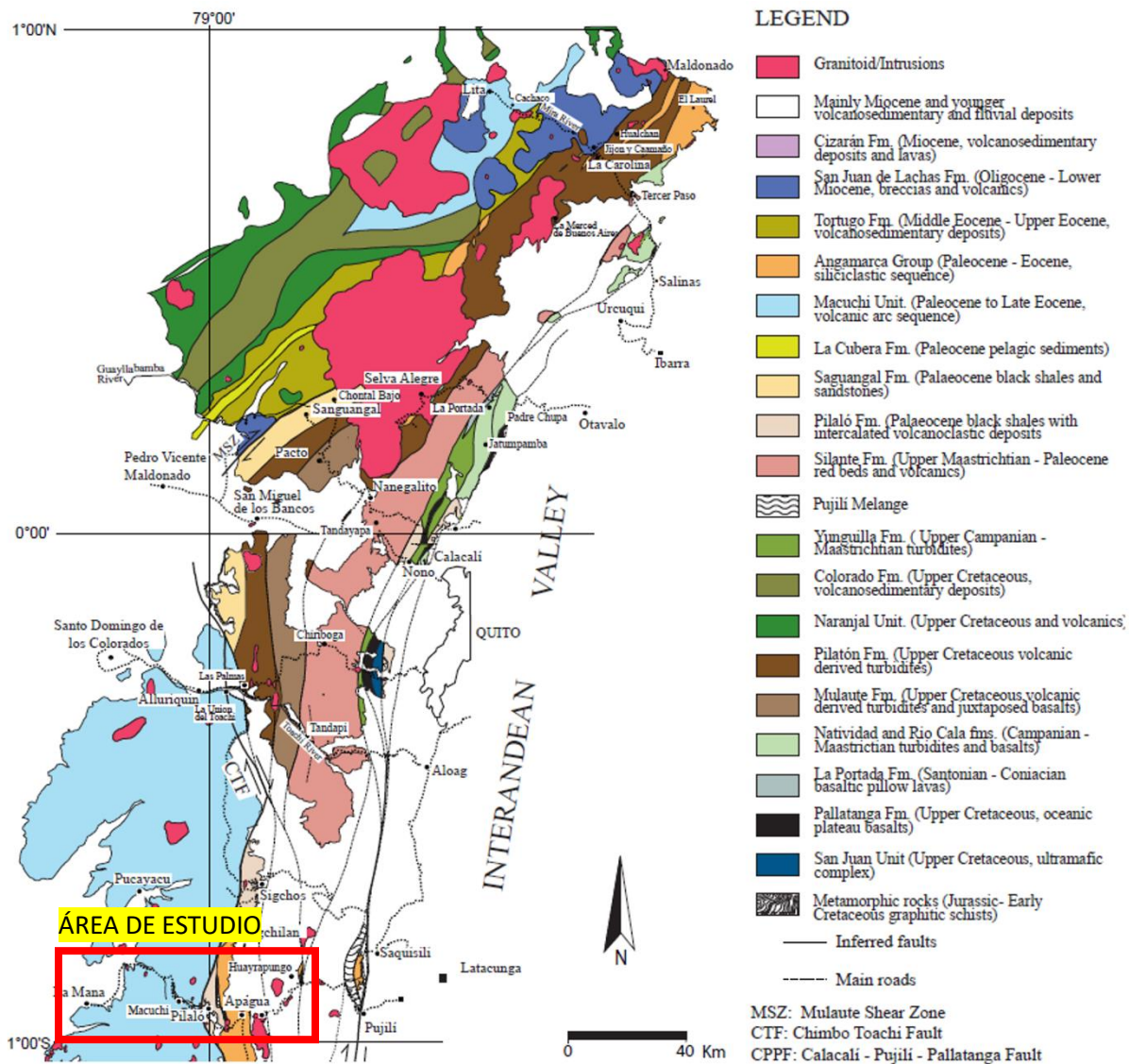


Figura N° 2.- Mapa Geológico de la cordillera occidental de 1° N a 1° S (modificado de la BGS-CODIGEM, 1996-2000) (Vallejo et al., 2006)

1.6.2 GEOLOGÍA LOCAL

1.6.2.1 UNIDAD MACUCHI (PCE_M)

La unidad Macuchi ocupa la mayoría del oeste del área de estudio. La edad de esa formación no es clara la evidencia indica que al menos parte de la unidad Macuchi es su

área tipo corresponde al Eoceno temprano. Es posible que la parte más antigua de esta unidad corresponda al Paleoceno, pero esto no ha sido probado (R. A. Hughes & Pilatasig, 2002).

La unidad Macuchi contiene una gran variedad de facies, la mayoría de ellas tiene contactos transicionales y se desarrolla en áreas pequeñas. Considerando la unidad como un todo, alrededor del 90% de esta unidad consiste en rocas sedimentarias fundamentalmente turbiditas y debritas, remanentes de pillow lavas e intrusiones diabásicas (Egüez, 1986).

1.6.2.2 FORMACIÓN PILALÓ (PCE_P)

La formación Pilaló es una unidad volcano sedimentaria, desarrollada solamente en el externo S del área. Su nombre se le atribuye por su cercanía al poblado de Pilalo. Se interpreta un contacto conformable y concordante con la formación Apagua. No existen evidencias claras de la edad de la formación. Sin embargo, a lo largo de la carretera Pilalo. Esta unidad esta intruida por rocas con facies Pyroxene-plagioclase-phyric andesite que tiene una edad K-Ar de 24.7 +/- 1.2 Ma. Correspondiente al Oligoceno Tardío. Lo cual indica que esta formación es pre Eoceno Medio, probablemente Paleoceno. Las rocas que intruyen a la formación Pilaló se denominan PoA que consisten en microdioritas y andesitas basálticas (R. Hughes & Bermudez, 1997).

Las rocas de la formación Pilaló parecen ser enteramente sedimentarias. Sin embargo, (Eguez & Bourgois, 1986) dividen a la unidad en dos miembros y reportan lavas delgadas en la parte inferior de la secuencia.

Esta unidad consiste en areniscas de grano grueso, y pobremente sorteadas; brechas con matriz soportadas con clastos de composición fundamentalmente ígneos. En la parte superior de la secuencia se observa limolitas calcáreas.

1.6.2.3 FORMACIÓN APAGUA (PCE_A)

La formación Apagua tiene una buena exposición a lo largo de la vía La Maná – Latacunga. La edad más antigua de esta formación es del Paleoceno medio; mientras que, la edad más reciente es del Eoceno medio porque subyace a las calizas de la formación Unacota (Egüez, 1986).

El miembro inferior de la formación consiste en estratificaciones finas a medias de areniscas medianamente gradadas intercaladas con limolitas y lodolitas de color gris oscuro. Las areniscas son típicamente de grano fino ricas en cuarzo angular con plagioclasa. Las areniscas de grano grueso son raras en el miembro inferior, pero, más comunes en el miembro superior. Estos depósitos son interpretados como turbiditas de alta densidad (R. A. Hughes & Pilatasig, 2002).

1.6.2.4 FORMACIÓN UNACOTA (E_U)

Se encuentra en contacto conformable con las rocas de la formación Apagua. La edad de esta formación se asigna al Eoceno medio a tardío en base a la evidencia de abundantes algas y foraminíferos. Litológicamente esta formación consiste en bandas de calizas que están estratificadas con estratos finos de limolitas y arcillolitas de origen turbidítico. Generalmente, las calizas tienen una naturaleza esparítica y micrítica (R. Hughes & Bermudez, 1997).

1.6.2.5 FORMACIÓN RUMICRUZ (E_{RC})

No existe una evidencia clara de la edad de la formación; sin embargo, se infiere una edad del Eoceno tardío para esta unidad considerando su posición estratigráfica. Esta unidad se encuentra sobreyaciendo a las rocas de la formación Rumi Cruz del Eoceno Medio (Egüez, 1986).

Esta formación consiste enteramente de conglomerados de grano grueso, brechas y areniscas de grano grueso. Es común observar fragmentos de madera. Los

conglomerados son masivos y tienen estratificaciones muy extensas, tienen una alta continuidad lateral. Los conglomerados son masivos y de matriz soportada (R. A. Hughes & Pilatasig, 2002).

1.6.2.6 DEPÓSITOS CUATERNARIOS (Q_T)

Depósitos extensivos de terrazas cuaternarias que sobreyacen a las rocas del basamento de la cordillera Occidental. Los límites de las terrazas han sido mapeados por medio de fotografías aéreas. Sus depósitos no han sido estudiados en detalle. Sin embargo, por la observación de múltiples afloramientos, es claro que están formados por múltiples lahares derivados del volcanismo cuaternario del margen occidental de los Andes. Además, de un componente de origen fluvial. Centros volcánicos como Corazón, Ilinizas, Cerro Almas y Quilotoa son probablemente la principal fuente de aporte de estos depósitos (R. Hughes & Bermudez, 1997).

1.6.2.7 ROCAS INTRUSIVAS

Existen tres tipos de rocas intrusivas dentro del área. Hacia el W dentro de la unidad Macuchi una serie de granitoides tipo I. Hacia la zona de Zumbahua y Tigua una serie de microtonalitas porfiríticas; mientras que, en la zona de Mulaute una serie de dioritas que presentan foliación (Egüez, 1986).

1.6 DESCRIPCIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS Y SUS FACTORES

Un deslizamiento es un sistema físico que se desarrolla en el tiempo a través de varios estados críticos. La historia de un proceso de movimiento de masa comprende deformaciones pre falla, falla y desplazamientos post falla. Muchos deslizamientos exhiben numerosos episodios de movimiento separados por periodos de corta o larga relativa estabilidad (Hunggr et al., 2014).

En cada pendiente existen fuerzas que tienden a promover el movimiento cuesta abajo y fuerzas opuestas que tienden a resistir el movimiento. La definición general de factor

de seguridad de una pendiente resulta de comparar las fuerzas que resisten el movimiento con las fuerzas que promueven el movimiento. [Terzaghi \(1950\)](#) dividió las causas de los deslizamientos en externas que producen un incremento en el esfuerzo de corte (cambios geométricos, cargas en el pie de la pendiente, cargas en la cresta de la pendiente, vibraciones, cambios en el régimen de agua, etc.); y, las internas que generan una reducción en la resistencia de corte (falla progresiva, meteorización, erosión de taludes, etc.).

A pesar de que, [Varnes \(1978\)](#) listó un amplio número de factores externos e internos que afectan a reducir las fuerzas de resistencia o incrementar los esfuerzos cortantes, existen causas que afectan simultáneamente ambos términos de la expresión del factor de seguridad.

A continuación, se muestra en la Tabla N° 1 con los factores condicionantes y en la Tabla N° 2 los desencadenantes que influyen en el comportamiento geomecánico de los materiales y los taludes.

Tabla N° 1.- Factores condicionantes de los deslizamientos

| Factores Condicionantes | Influencia y efectos |
|--|---|
| Relieve (pendientes, geometría) | Distribución del peso del terreno. |
| Litología (composición, textura) | Densidad, resistencia, comportamiento hidrogeológico. |
| Estructura geológica y estado tensional | Resistencia, deformabilidad, comportamiento discontinuo y anisotrópico, zonas de debilidad. |
| Propiedades geomecánicas de los materiales | Comportamiento hidrogeológico, generación de presiones intersticiales. |
| Deforestación | Modificaciones en el balance hídrico, erosión |
| Meteorización | Cambios físicos y químicos, erosión externa e interna, generación de zonas de debilidad. |

Tabla N° 2.- Factores detonantes de los deslizamientos

| Factores Desencadenantes | Influencia y efectos |
|--|---|
| Precipitaciones y aportes de agua | Variaciones de las presiones y del peso del terreno. Saturación en suelos |
| Aplicación de cargas estáticas o dinámicas | Cambio en la distribución del peso de los materiales. Incremento en las presiones intersticiales. |
| Cambios morfológicos y de geometría en las laderas | Variación de las fuerzas debido al peso. Cambio en el estado tensional |
| Erosión o socavación del pie | Cambios geométricos en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional |
| Acciones climáticas | Cambios en el contenido del agua del terreno Generación de grietas y planos de debilidad, Disminución de las propiedades resistentes. |

La gran variedad de factores condicionantes y desencadenantes generan una gran variedad de movimientos de taludes. [Hungry et al., \(2014\)](#) proponen una actualización al sistema de clasificación de tipos de deslizamiento propuesta por [Varnes \(1978\)](#).

En la Tabla N° 3 se muestra la clasificación de los tipos de deslizamientos de Varnes (1978) actualizada por Hungry et al, (2014). Esta clasificación agrupa los movimientos en masa en función al tipo del movimiento y si este ocurre sobre roca o suelo.

Tabla N° 3.- Clasificación de tipos de deslizamientos [Varnes \(1978\)](#) actualizada por [Hungre et al, \(2014\)](#).

| Tipo de movimiento | Roca | Suelo | |
|---------------------------|---|---|-------------------------|
| Caída | 1. Caída de roca/hielo | 2. Caída de cantos rodados, escombros, limos | |
| Vuelco | 3. Vuelcos de bloques de rocas 4. Vuelco flexural de rocas | 5. Vuelco de gravas, arenas, limos | |
| Deslizamiento | 6. Deslizamiento rotacional en roca | 11. Deslizamiento rotacional en arcilla y limo | |
| | 7. Deslizamiento planar en roca | 12. Deslizamiento planar en arcilla y limo | |
| | 8. Deslizamiento en cuña en roca | 13. Deslizamiento en gravas, arenas y escombros | |
| | 9. Deslizamiento compuesto en roca | 14. Deslizamiento compuesto en arcillas y limos | |
| Expansión lateral | 10. Deslizamiento irregular | | |
| | 15. Expansión lateral en pendientes de roca | 16. Expansión por licuefacción en arenas y limos 17. Expansión en arcillas sensitivas. | |
| Flujos | | 19. Flujo seco en arenas/limos/escombros 20. Flujo de deslizamiento arena/limo/escombros 21. Flujo de deslizamiento en arcillas sensitivas | |
| | 18. Avalancha de rocas/hielo | 22. Flujo de escombros 23. Flujo de lodo 24. Inundación de escombros 25. Avalancha de escombros 26. Flujo de tierra 27. Flujo de turba | |
| | | 30. Deformaciones en pendientes de suelos | |
| | Deformaciones de las pendientes | 28. Deformaciones en pendientes montañosas | 31. Reptación de suelos |
| | | 29. Deformaciones en pendientes rocosas | 32. Solifluxión. |

CAPITULO II

MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTOS

En este capítulo se presenta una visión general de las metodologías para la elaboración de mapas de susceptibilidad. Además, se analizan los factores condicionantes y desencadenantes que afectan a la vía Zumbahua – La Maná empleando métodos semi-cuantitativos basados en el análisis de evaluación multicriterio bajo el proceso analítico jerárquico (AHP). Dentro las variables condicionantes se consideró las pendientes, fallas, litología, uso de suelo, vías, drenaje y aspecto que contribuyeron en la elaboración del mapa de susceptibilidad previa. El factor desencadenante empleado en el análisis es la precipitación. Finalmente, se presenta el mapa de susceptibilidad definitivo frente a precipitaciones zonificando la vía en áreas con diferente susceptibilidad a fenómenos de remoción en masa.

2.1 INTRODUCCIÓN

Un mapa de susceptibilidad a deslizamientos identifica las áreas proclives a deslizamientos. Estas áreas son catalogadas de bajo a alto grado de susceptibilidad. Para la elaboración de estos mapas se toma en cuenta múltiples variables tales como: pendiente, tipo de suelo, flujo de agua, etc. Los mapas de susceptibilidad son importantes para determinar zonas propensas a sufrir deslizamientos.

2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS PARA LA ELABORACIÓN DE MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD.

Los mapas de susceptibilidad son sensibles al método seleccionado, el cual generalmente es agrupado en dos grandes grupos: cuantitativos y cualitativos. En la Figura N° 3 se muestra un esquema de clasificación de las metodologías para la elaboración de mapas de susceptibilidad a deslizamientos. Además, se mencionan los procedimientos más empleados dentro de cada grupo. Así, en los métodos cualitativos

los procedimientos más empleados son los geomorfológicos. En los métodos semicuantitativos el análisis de decisión multicriterio es el más empleado. Los métodos cuantitativos abarcan a los análisis estadísticos, determinísticos, probabilísticos y a los desarrollos en la inteligencia artificial.

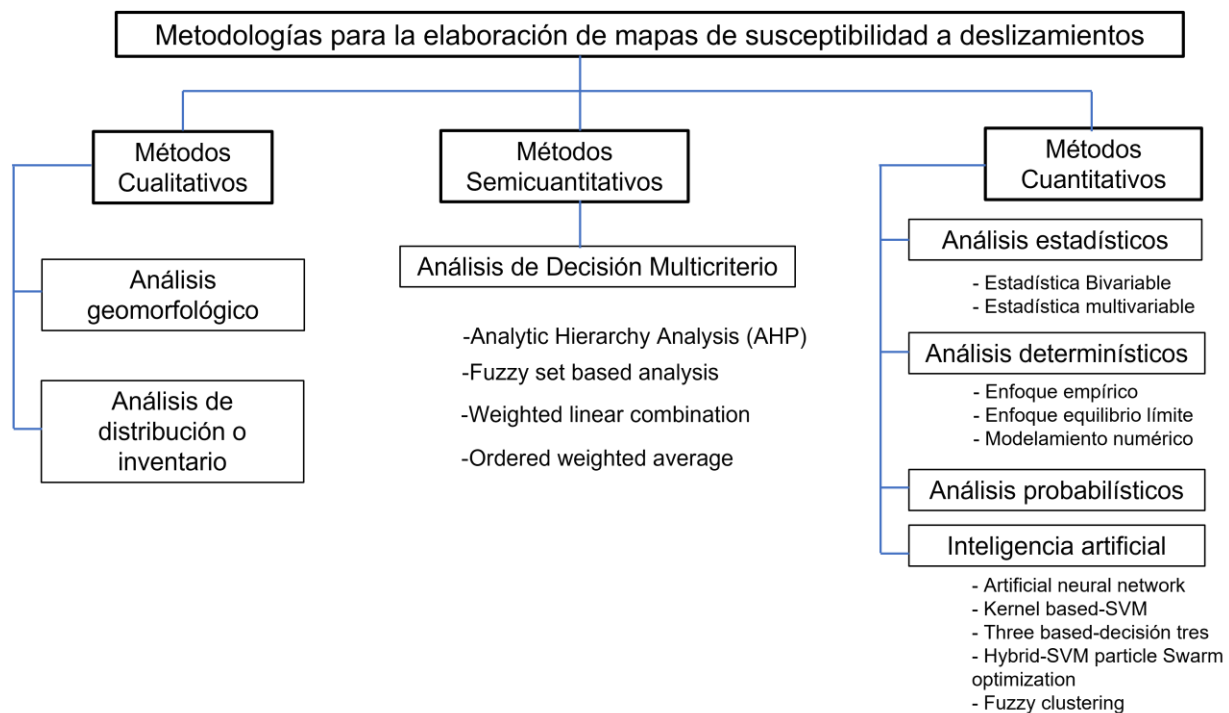


Figura N° 3.- Clasificación de metodologías para la elaboración de mapas de susceptibilidad a deslizamientos.

A continuación, se describirán conceptualmente las metodologías más relevantes desarrolladas a lo largo de los años.

2.2.1 MÉTODOS CUALITATIVOS

Este tipo de metodologías clasifican las áreas en función de las opiniones de los expertos. De esta forma, se determinan zonas con características geológicas y geomorfológicas susceptibles a sufrir procesos de remoción en masa. Dado que estos métodos se fundamentan en observaciones geológicas, geomorfológicas y en la experiencia del autor. Se los considera como subjetivos.

La validez de estos métodos se fundamenta en el profundo conocimiento del autor respecto a los factores condicionantes y detonantes que producen la inestabilidad. Cada experto puede diferir en cuanto a sus criterios y reglas. Por lo tanto, estas metodologías tienen un ámbito de aplicación únicamente local.

Los métodos geomorfológicos se dividen en geomorfológicos y de inventarios. La mayoría de los datos se obtiene a partir de información de sensores remotos. Estos métodos generalmente se asocian con la generación de un mapa generado a partir del inventario de deslizamientos. Los principales factores que considera en su análisis son litología, geomorfología, uso de suelo, cobertura vegetal y la presencia o ausencia de deslizamientos en el área.

Algunos ejemplos de técnicas cualitativas se detallan en los trabajos de [Ayenew & Barbieri, \(2005\)](#) [Raghuvanshi et al., \(2014\)](#), [Raghuvanshi et al., \(2015\)](#), [Guzzetti et al., \(2006\)](#).

2.2.2 MÉTODOS CUANTITATIVOS

Los métodos cuantitativos se basan en expresiones matemáticas que correlacionan los factores causales y deslizamientos de tierra. Los métodos cuantitativos a su vez se clasifican en estadísticos, determinísticos, probabilísticos e inteligencia artificial.

2.2.2.1 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS

Los métodos determinísticos expresan el grado de amenaza por medio de un factor de seguridad. Para generar estos modelos se debe realizar análisis de estabilidad de taludes que incluya información sobre estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales, simulación de niveles freáticos, etc. Se basan en leyes físicas.

Los deslizamientos ocurren cuando la relación de resistencia de los suelos o rocas y los esfuerzos actuantes es menor a la unidad. Para simplificar el análisis se emplea el método de análisis de talud infinito bajo los criterios de [Brunsden & Prior \(1979\)](#).

$$FS = \frac{c' + (\gamma - m\gamma_w)z\cos^2\beta\tan\varphi'}{\gamma z\sin\beta\cos\beta}$$

Donde:

FS= Factor de seguridad

c'= Cohesión efectiva (Pa)

γ = Peso unitario del suelo (N/m³)

z= Profundidad a la superficie de falla (m)

zw= Altura del nivel freático por encima de la superficie de falla (m)

β = pendiente del terreno (°)

φ' = ángulo de fricción efectivo (°)

m= zw/z (adimensional)

γ_w = Peso unitario del agua (N/m³)

Se analizan los factores de seguridad para diferentes variables y escenarios: respecto al nivel freático se evalúa considerando los siguientes estados: talud completamente seco, y completamente saturado. Cuando se considera la aceleración sísmica se contempla los siguientes escenarios: condición seca sin sismo y condición totalmente saturada sin sismo.

Generalmente, este método se fundamenta en modelos físicos soportados por lo que permite realizar múltiples análisis de escenarios. Su aplicación requiere de alta precisión en los parámetros de entrada; por lo que, se torna en un modelo complejo de implementar a escalas regionales de estudio.

Existen varias técnicas para determinar la susceptibilidad por medio de métodos determinísticos. Por ejemplo, métodos empíricos desarrollados en trabajos de [Liu & Chen \(2007\)](#), [Hack \(1998\)](#); métodos cinemáticos desarrollados por [Karaman et al., \(2013\)](#), [ZainAlabideen & Helal \(2016\)](#) métodos basados en el modelamiento estático y dinámico de taludes infinitos ampliamente descritos en los trabajos de [Simoni et al., \(2008\)](#), [Dietrich et al., \(1995\)](#).

2.2.2.2 MÉTODOS ESTADÍSTICOS

En los métodos estadísticos los factores se califican mediante el uso de puntajes ponderados y se combinan con ecuaciones matemáticas que determinan la probabilidad de ocurrencia del fenómeno. Se realizan análisis estadísticos bivariados y multivariado.

Ambos enfoques dependen fundamentalmente de la calidad y cantidad de los datos recogidos. Estas técnicas basadas en el manejo de datos son sólidas; entrega una medida cuantitativa de la densidad de deslizamientos. Dentro de las debilidades de este método está la de contar con gran cantidad de información histórica de un evento específico.

Dentro del método bivariado se han desarrollado varias técnicas como el método de análisis de frecuencia, el método del peso de la evidencia, el método del valor de la información. Mientras que, en el método multivariado se manejan técnicas como la regresión logística y el método discriminante (Shano et al., 2020).

2.2.2.3 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Este enfoque utiliza un análisis comparativo entre la distribución espacial de deslizamientos con los factores considerados detonantes en un marco probabilístico. A pesar de que este método se clasifica como cuantitativo en realidad es un método semi cuantitativo (Kanungo et al., 2006).

2.2.2.4 MÉTODOS DE INTELIGENCIA ARTIFICIAL

Estos métodos usan fundamentos estadísticos y se basan en asunciones y algoritmos predeterminados. Generalmente, son empleados cuando no es posible establecer una relación matemática entre la causa y el efecto. Se han desarrollado varias técnicas para la evaluación de la susceptibilidad entre ellas tenemos las siguientes Artificial neural network (ANN), fuzzy based, hybrid, kernel based y métodos de árbol de decisiones (Pawley et al., 2017).

2.2.3 MÉTODOS SEMI CUANTITATIVOS

El principal método semi cuantitativo es el análisis de decisión multicriterio. El cuál es el más usado para la evaluación de la susceptibilidad frente a deslizamientos (Abija et al., 2019). Realizan procedimientos de ponderación y calificación. Los métodos categorizados como análisis de decisión multicriterio son: el proceso analítico jerárquico

(AHP), análisis basado en conjuntos difusos, el método de combinación lineal ponderada y el promedio ponderado ordenado (Shano et al., 2020).

2.2.3.1 PROCESO ANALÍTICO JERÁRQUICO (AHP)

El método AHP es un enfoque basado en el análisis de decisión multicriterio. Es empleado para evaluar la susceptibilidad a fenómenos de remoción en masa y la elaboración de mapas de zonificación de riesgo. El enfoque sistemático engloba la definición del problema, determinación de metas y alternativas, formulación de una matriz de comparación. Determinación de pesos y prioridad general (T. L. Saaty et al., 2006). Los deslizamientos son procesos complejos resultado de la combinación de varios factores causales. El enfoque AHP puede ser aplicado en medidas absolutas o relativas de relación entre los factores causales y los deslizamientos. De forma absoluta cada alternativa es comparada con una alternativa ideal. El enfoque de medida absoluta está condicionado por lo que se considera lo mejor. En contraste, con el enfoque relativo que es condicionado por la experiencia y habilidad en el juicio del observador (Shano et al., 2020).

La elección del método de susceptibilidad depende de varios factores como: unidad de mapeo, escala de la investigación, tipo de deslizamientos identificados en la zona, tipos de datos obtenidos y requeridos, agentes detonantes, etc. Previo a la elección de la metodología es necesario contrarrestar el propósito de la investigación y la disponibilidad de información (Erener & Düzgün, 2012).

2.3 METODOLOGÍA

Para efectos de esta investigación los mapas de susceptibilidad frente a deslizamientos se obtuvieron mediante métodos semicuantitativos (Análisis de Decisión Multicriterio) bajo en enfoque de proceso analítico jerárquico (AHP).

En la implementación de este modelo se analizaron los factores condicionantes y los factores desencadenantes de la inestabilidad de las laderas; así como: técnicas de evaluación multicriterio basadas en las jerarquías analíticas y sumas lineales ponderadas de pesos de factores y clases. Bajo el enfoque AHP se evaluó cuantitativamente la

consistencia en la asignación de los pesos reduciendo su subjetividad inherente. Esta metodología se considera útil para la evaluación de la susceptibilidad a escalas intermedias entre 1:25.000 y 1:50.000 (Abija et al., 2019; Shano et al., 2020).

En la Figura N° 4 se muestra el flujograma para la elaboración del mapa de susceptibilidad definitivo modificado del trabajo de Abril & Bojorque (2011).

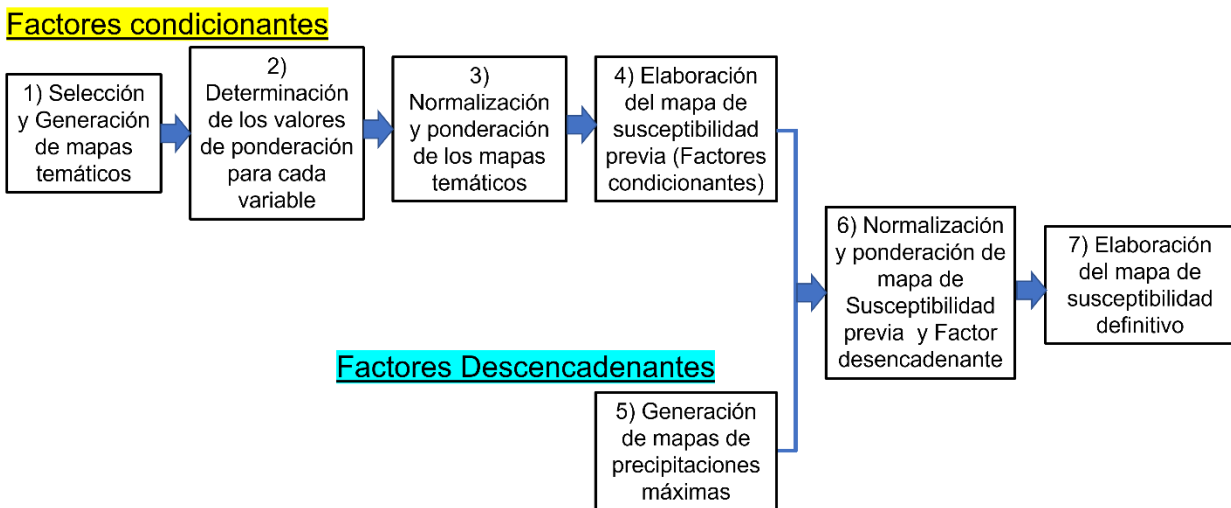


Figura N° 4.- Flujograma del proceso para la generación del mapa de susceptibilidad a deslizamientos.

2.3.1 SELECCIÓN Y GENERACIÓN DE MAPAS TEMÁTICOS DE LOS FACTORES CONDICIONANTES.

Para la generación de mapas temáticos se seleccionó los siguientes factores: 1) geología, 2) pendientes, 3) fallas, 4) uso de suelo, 5) vía, 6) drenaje, y 7) aspecto. Esta información se generó mediante sistemas de información geográfica (SIG's) usando las herramientas de análisis geoespacial. En la Tabla N° 4 se muestran los factores condicionantes considerados en este estudio y sus respectivas fuentes de información.

Tabla N° 4.- Factores condicionantes analizados y sus fuentes de información.

| Factores | Fuente de información |
|-----------------|---|
| 1) Geología | a.- Mapa Geológico Regional de la cordillera Occidental (0° - 1°S) BGS-CODIGEM, escala 1: 200,000. b.- Mapa Geológico Regional de la cordillera Occidental. ETH – Zurich. c.- Mapa Geológico de Valencia, escala 1:100,000 (Dirección General de Geología y Minas, 1976). d.- Mapa Geológico de Latacunga, escala 1:100,000 (Dirección General de Geología y Minas, 1976). e.- Fotografías aéreas, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). f.- Modelo Digital del Terreno, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). g.- Levantamientos de geología y geotecnia de detalle a lo largo de la vía. (MTOP, 2022). h.- Geomorfología del cantón Pujilí. Escala 1:25,000 (MTOP, 2015) |
| 2) Pendientes | a.- Modelo Digital del Terreno, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). b.- Levantamientos topográficos a detalle a lo largo del eje vial, escala 1:5,000. |
| 3) Fallas | a.- Mapa Geológico Regional de la cordillera Occidental (0° - 1°S) BGS-CODIGEM, escala 1: 200,000. b.- Mapa Geológico Regional de la cordillera Occidental. ETH – Zurich. c.- Mapa Geológico de Valencia, escala 1:100,000 (Dirección General de Geología y Minas, 1976). d.- Mapa Geológico de Latacunga, escala 1:100,000 (Dirección General de Geología y Minas, 1976). e.- Fotografías aéreas, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). f.- Modelo Digital del Terreno, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). g.- Levantamientos de geología y geotecnia de detalle a lo largo de la vía. (MTOP, 2022). |
| 4) Uso de suelo | a.- Geomorfología del cantón Pujilí. Escala 1:25,000 (MAGAP, 2015) b.- Cobertura y uso de la tierra del cantón Pujilí. Escala 1:25,000 (MAGAP, 2015) |
| 5) Vía | a.- Modelo Digital del Terreno, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). b.- Levantamientos topográficos a detalle a lo largo del eje vial, escala 1:5,000. |
| 6) Drenaje | a.- Modelo Digital del Terreno, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). |
| 7) Aspecto | a.- Modelo Digital del Terreno, escala 1:25,000 (SIG TIERRAS). |

2.3.2 DETERMINACIÓN DE VALORES Y PONDERACIÓN DE CADA VARIABLE

2.3.2.1 GEOLOGÍA

En la Tabla N° 5 se muestra la valoración y ponderación de la variable litología. Los criterios para esta evaluación se basaron en grado de meteorización de los macizos rocosos, tipo de litologías, estructuras presentes en las rocas, buzamientos de las

secuencias, entre los más relevantes. Se asignó el valor de 1 para las rocas menos susceptibles y 8 más susceptibles (Erener & Düzgün, 2012; Kanungo et al., 2006; Pawley et al., 2017).

Los depósitos cuaternarios (Q) tienen una valoración de 1 pues están constituidos por depósitos aluviales y lahares, en su gran mayoría clastos soportada y depositados en forma paralela y subparalela sobre el sustrato.

Los Granitoides tipo I por su tipo de litología y resistencia observada en campo tienen una valoración de 1. Los intrusivos (PoA) constituidos por microdioritas por su resistencia tiene una valoración de 1.

La Unidad Macuchi (PCEM) constituida en su gran mayoría por basaltos, andesitas basálticas, brechas, diabasas, ignimbritas, turbiditas silicificadas tiene una valoración de 2. Su valoración incrementa con respecto a la anterior por la presencia de turbiditas acrecionadas al arco Macuchi que presentan cierto grado de inestabilidad.

La formación Unacota (EU) constituida por calizas, limolitas, y turbiditas; y, formación Rumicruz (ERC) constituida por conglomerados, brechas, areniscas de grano grueso y limolitas tienen una valoración 4. Esta ponderación se debe a la intercalación entre rocas de alta y baja resistencia y al ser sedimentos acrecionados al arco continental tiene altos buzamientos, además de importantes grados de fracturamiento y plegamiento.

La formación Pilaló (PCEP) constituida por areniscas pobremente sorteadas, brechas matrices soportadas y limolitas calcáreas tienen una valoración de 8, por sus altos buzamiento, niveles de estratificación en el orden de centímetros, grado de fracturamiento, plegamiento y su cercanía a zonas de cizalla que producen clivaje de penetración en determinadas zonas.

La formación Rumicruz (ERC) constituida por conglomerados, brechas, areniscas de grano grueso y limolitas tiene una valoración de 8 por los criterios considerados para la formación Pilalo (PCEP).

Tabla N° 5.- Tabla de valores y ponderación para la variable Geología.

| Unidad/ Formación | Descripción | Valoración | Normalización |
|--------------------------------|--|-------------------|----------------------|
| Unidad Macuchi (PCEM) | Basaltos, turbiditas, andesitas, brechas, debritas, ignimbritas, diabasas, ocasionalmente calizas | 2 | 0.250 |
| Formación Pilaló (PCEP) | Areniscas de grano grueso pobremente sorteadas, brechas con matriz soportada, limolitas calcáreas. | 8 | 1.000 |
| Formación Apagua (PCEA) | Turbiditas con estratificadas en espesores de medio a fino. (Areniscas, limolitas, calizas) | 8 | 1.000 |
| Intrusivos (PoA) | Microdioritas, andesitas basálticas | 1 | 0.125 |
| Formación Unacota (EU) | Calizas, limolitas, turbiditas | 4 | 0.500 |
| Formación RumiCruz (ERC) | Conglomerados, brechas, areniscas de grano grueso, limolitas rojas | 4 | 0.500 |
| Intrusiones Granodioritas (GT) | Granitoides Tipo I. | 1 | 0.125 |
| Depósitos Cuaternario (Q) | Depósitos aluviales y lahares. | 1 | 0.125 |

En la Figura N° 5a se muestra el mapa geológico de la zona de estudio y en la Figura N° 5b se muestra el mapa geológico valorado en base a los criterios de las Tabla N° 5.

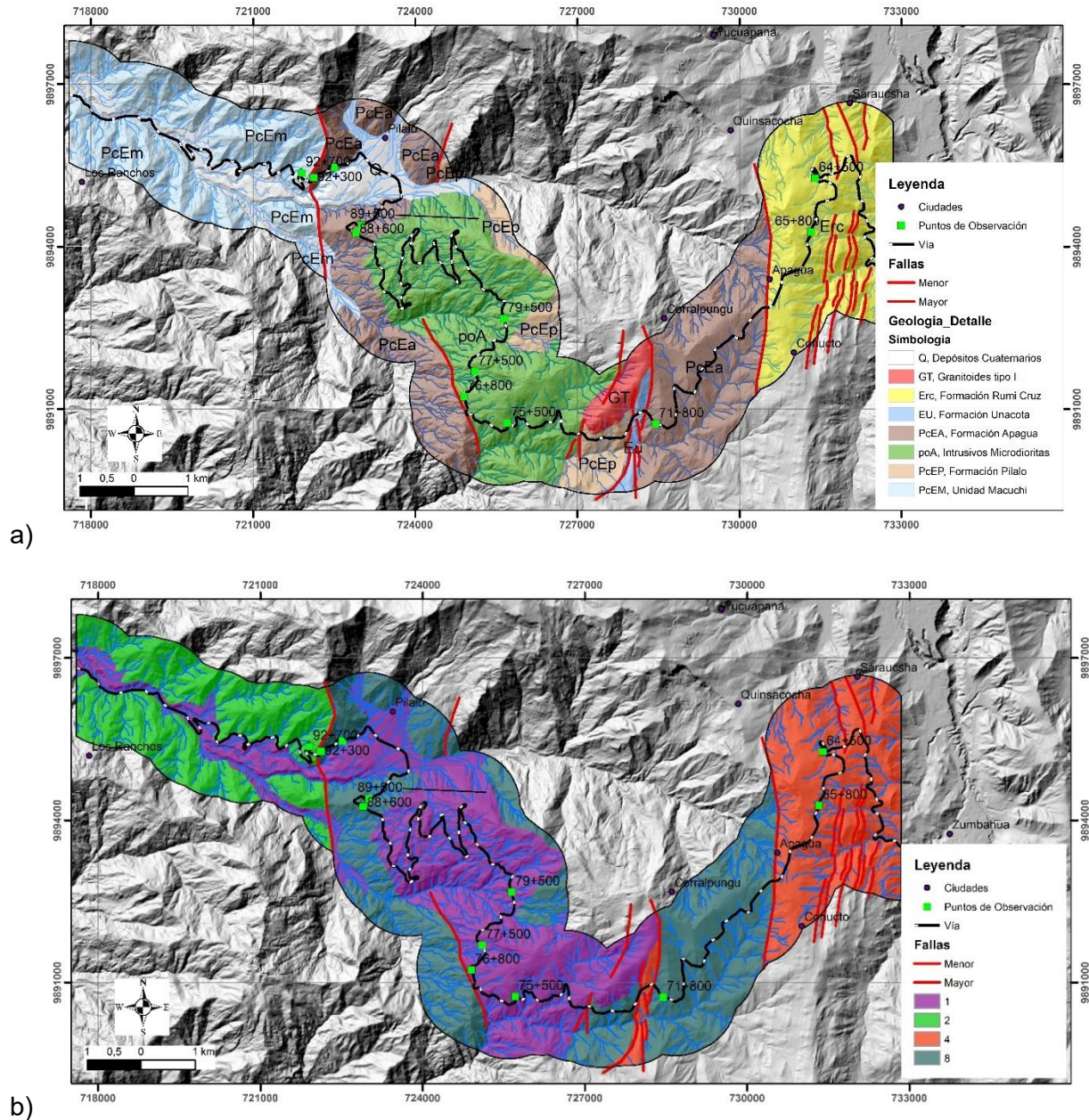


Figura N° 5.- a) Mapa Geológico de la zona de interés; b) valoración del mapa geológico en base los criterios de susceptibilidad.

2.3.2.2 PENDIENTES

El mapa de pendientes fue elaborado en base al modelo digital del terreno a escala 1:25.000 generado por el SIG-Tierras. La clasificación de pendientes se realizó en base a los criterios de la Tabla N° 6. Las pendientes fueron clasificadas en 6 clases: 1) pendientes muy bajas de 0 – 5%; 2) pendientes bajas de 5 al 15%; 3) pendientes medias

del 15 al 30%; 4) pendientes altas del 30 al 50%; 5) pendientes muy altas del 50 al 70%; y, 6) pendientes extremadamente altas mayores al 70%.

Tabla N° 6.- Tabla de valores y ponderación para la variable Pendiente.

| Rango de Pendiente | Descripción | Valoración | Normalización |
|---------------------------|---------------------|-------------------|----------------------|
| (0-5) % | Muy baja | 1 | 0.0312 |
| (5-15) % | Baja | 2 | 0.0625 |
| (15-30) % | Media | 4 | 0.1250 |
| (30-50) % | Alta | 8 | 0.2500 |
| (50-70) % | Muy alta | 16 | 0.500 |
| >70% | Extremadamente Alta | 32 | 1.0000 |

En la Figura N° 6a se muestra el mapa de pendientes de la zona de estudio; mientras que, en la Figura N° 6b se muestra el mapa de pendientes valorada en base a los criterios de la Tabla N° 6.

La clase 1 con pendientes de (0-5) % tiene una valoración de 1 por tener un menor grado de susceptibilidad. Estas pendientes corresponden al 0.41km², 0.8% de la zona de estudio.

La clase 2 con pendientes de (5-15) % tienen una valoración de 2 y corresponde al 3.52 km², el 6.6% de la zona de estudio.

La clase 3 con pendientes de (15-30) % tienen una valoración de 4 y corresponde al 10.33 km², el 19.4% de la zona de estudio.

La clase 4 con pendientes de (30-50) % tienen una valoración de 8 y corresponde al 15.31 km², el 28.8% de la zona de estudio.

La clase 5 con pendientes de (50-70) % tienen una valoración de 16 y corresponde al 10.89 km², el 20.5% de la zona de estudio.

La clase 6 con pendientes mayores a 70% % tienen una valoración de 32 y corresponde al 12.69 km², el 23.9% de la zona de estudio.

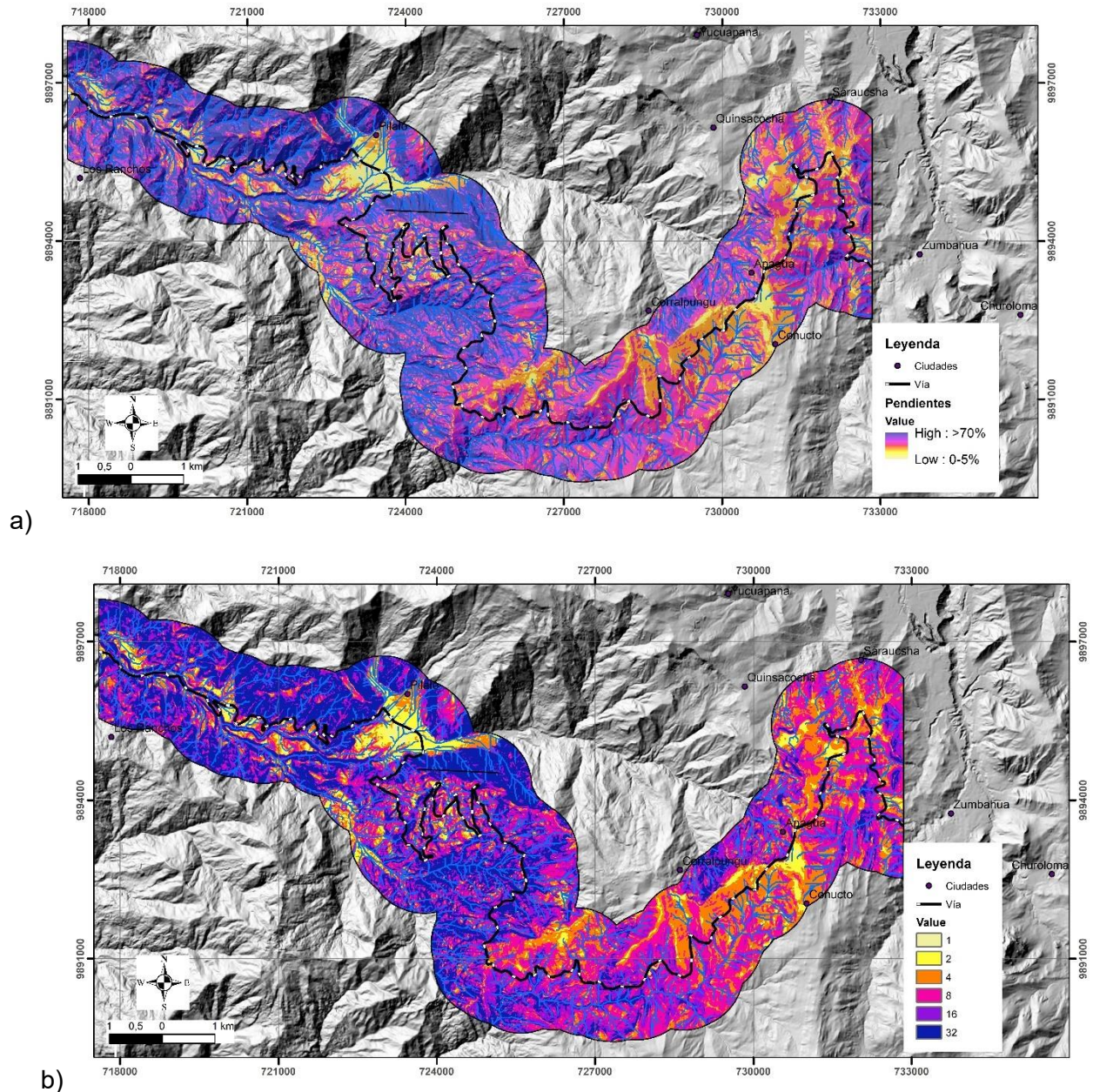


Figura N° 6.- a) Mapa de pendientes de la zona de estudio; b) valoración del mapa de pendientes en base a los criterios de susceptibilidad.

2.3.2.3 FALLAS

Para determinar las fallas en la zona de estudio se evaluó la información generada por mapas geológicos previos, se validó y amplió el detalle de lineamientos estructurales mediante el estudio de fotografías aéreas, modelos digitales del terreno, modelos de

sombras, imágenes satelitales y recorridos de campo. Los lineamientos geológicos se clasificaron en fallas principales y fallas secundarias o menores.

En la Tabla N° 7 se muestra el área de influencia de las fallas principales y menores determinadas en función a los rasgos de debilidad identificados en las fotografías aéreas.

En la Figura N° 7 se muestra el mapa de fallas y sus áreas de influencia tanto para fallas principales como menores.

Tabla N° 7.- Tabla de valores y ponderación para la variable Fallas.

| Tipo de Falla | Área de influencia | Valoración | Normalización |
|---------------|--------------------|------------|---------------|
| Principales | 100 m | 1 | 1 |
| Menores | 50 m | 1 | 1 |

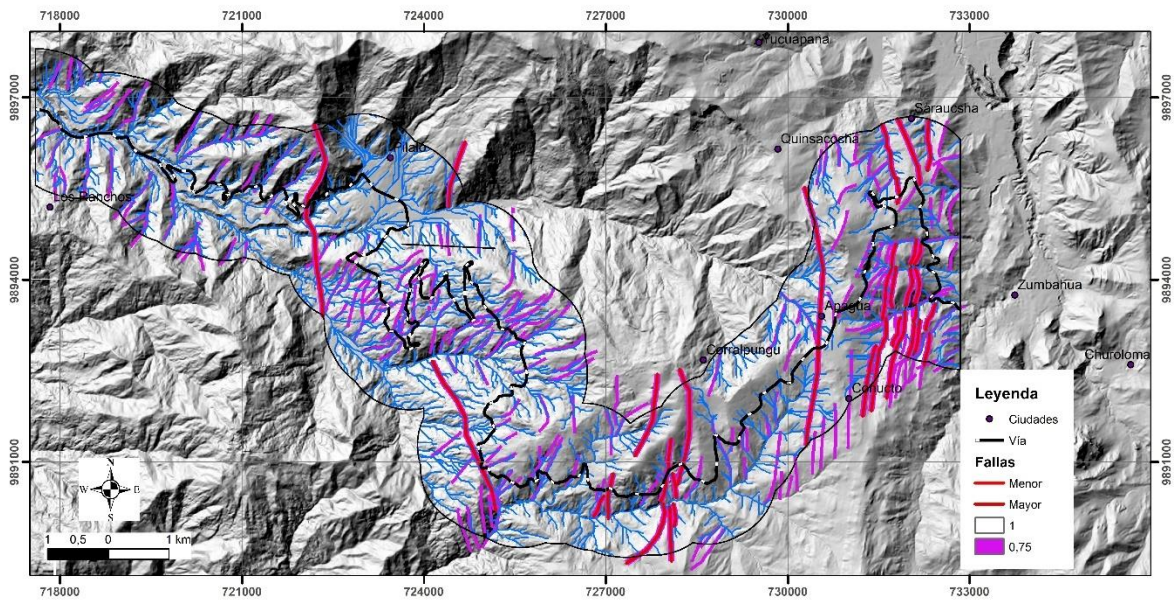


Figura N° 7.- Mapa de influencia de las fallas valorada en base a los criterios de susceptibilidad.

2.3.2.4 USO DE SUELO

La información cartográfica de uso de suelo empleadas en este estudio proviene principalmente de estudios realizados por el MAGAP en el año 2015.

En la Tabla N° 8 se muestra los diferentes usos de suelo identificados en la zona de estudio y su valoración en la escala de susceptibilidad.

Tabla N° 8.- Tabla de valores y ponderación para la variable uso de suelo.

| Uso de suelo | Valoración | Normalización |
|---|------------|---------------|
| Afloramiento rocoso, banco de arena | 1 | 0.1428 |
| Centro poblado | 2 | 0.2857 |
| Páramo arbusivo medianamente alterado, Páramo herbáceo poco alterado, medianamente alterado, muy alterado | 3 | 0.4285 |
| Vegetación arbusiva, herbácea, herbácea, herbácea húmeda alterada y muy alterada | 4 | 0.5714 |
| Cultivos (cebada, maíz, cacao, caña de azúcar, plátano, mora, cereales, frutales) | 5 | 0.7142 |
| Bosque húmedo muy alterado, poco alterado, medianamente alterado, muy alterado | 6 | 0.8571 |
| Pasto cultivado con árboles, pasto cultivado, pino, río doble, red viaria, cantera, área erosionada. | 7 | 1.0000 |

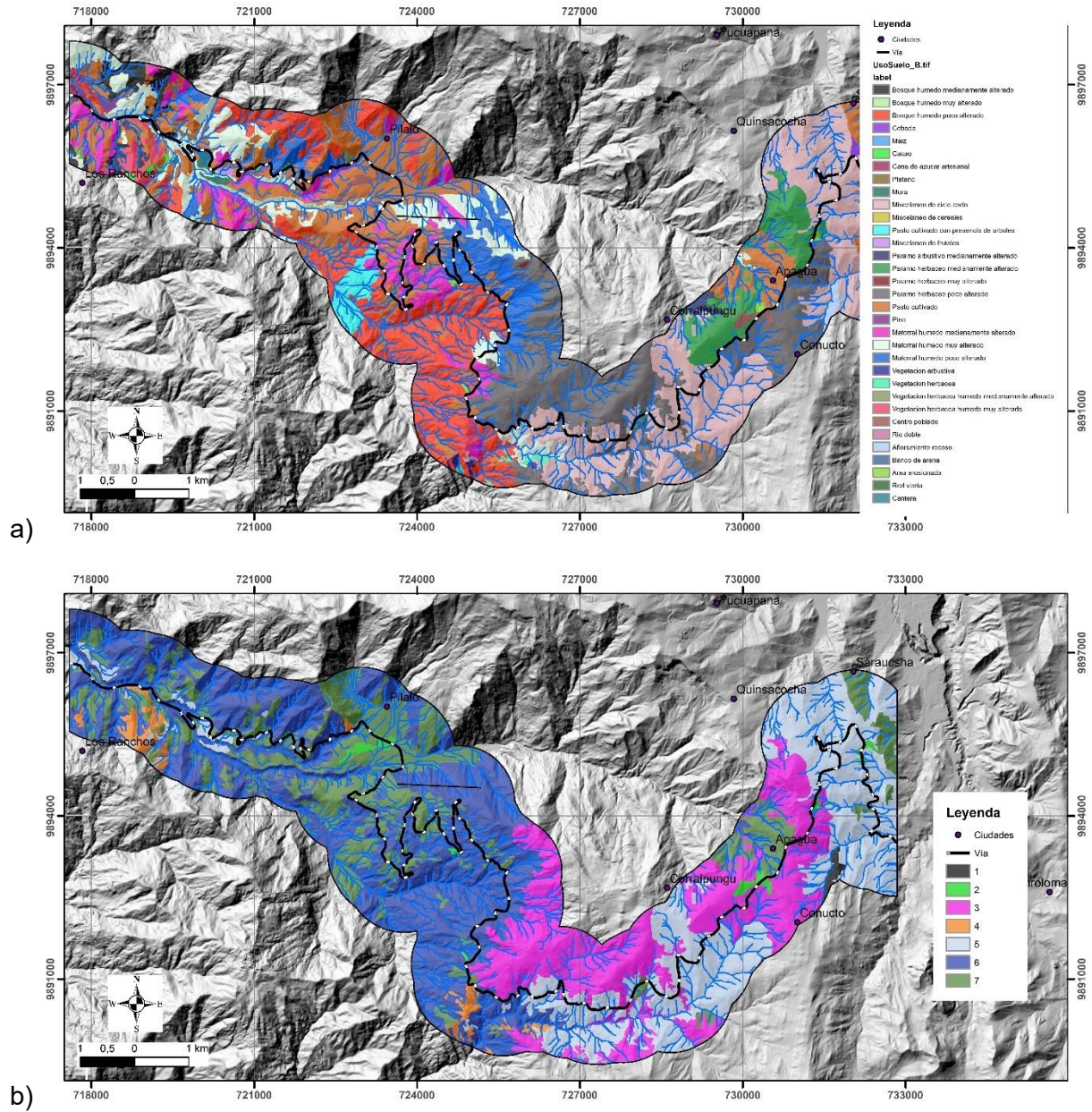


Figura N° 8.- a) Mapa de uso de suelos (Fuente: MAGAP, 2015); b) Mapa de uso de suelos valorado en base a los criterios de susceptibilidad.

2.3.2.5 VÍAS

Para la variable vías se consideró únicamente el eje vial Latacunga – La Maná y se determinó 150 metros como área de influencia alrededor de la vía.

Tabla N° 9.- Tabla de valores y ponderación para la variable vías.

| Vías | Área de influencia | Valoración | Normalización |
|-----------------------------------|--------------------|------------|---------------|
| Primer orden (Zumbahua – La Maná) | 150 m | 1 | 1 |

2.3.2.6 DRENAJE

La red de drenaje se obtuvo empleando los algoritmos de la herramienta de análisis hidrológico de la plataforma ArcMap sobre el modelo digital de terreno generado por el SIG-Tierras. El drenaje fue clasificado en base a la red de afluentes. En función al orden de drenaje se agrupó a los drenajes en 3 clases y se determinó su área de influencia en la erosión lateral de cauce que producen. En la Tabla N° 10 se observa las clases de drenajes sus áreas de influencia y su valoración en base al grado de susceptibilidad.

Tabla N° 10.- Tabla de valores y ponderación para la variable drenaje.

| Orden del Drenaje | Área de influencia | Valoración | Normalización |
|-------------------|--------------------|------------|---------------|
| 1, 2 | 20 m | 1 | 1 |
| 3, 4 | 50 m | 1 | 1 |
| 5, 6, 7 | 100 m | 1 | 1 |

En la Figura N° 9 se muestra el mapa de drenaje y su área de influencia empleado en la construcción del mapa de susceptibilidad.

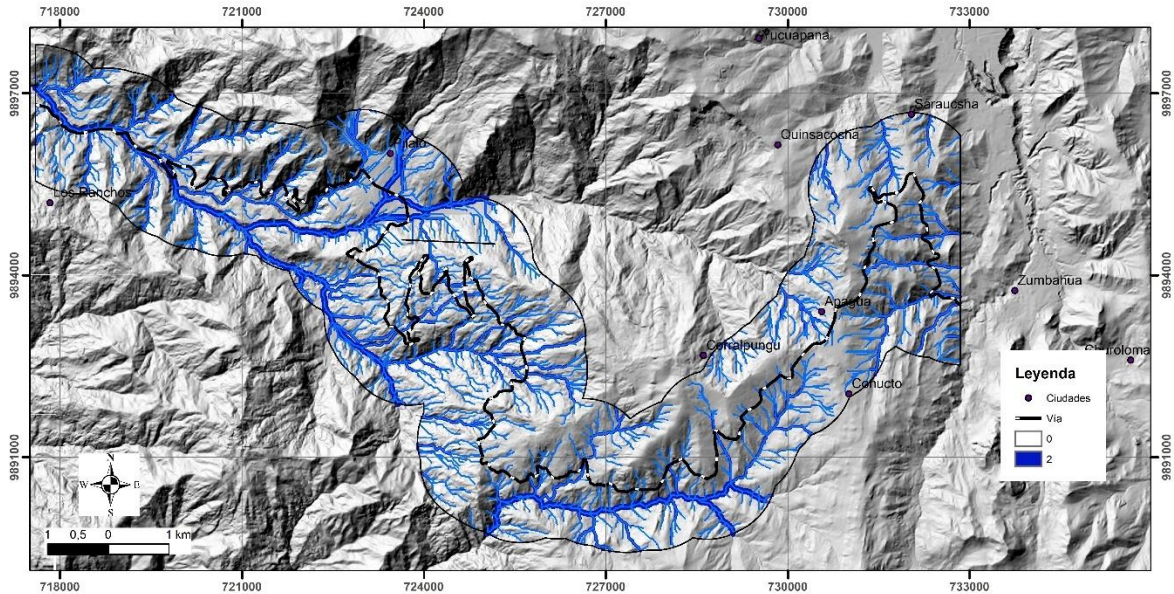


Figura N° 9.- Mapa de drenaje valorado en base a los criterios de susceptibilidad.

2.3.2.7 ASPECTO

La variable aspecto se refiere a la dirección de inclinación de la pendiente de los taludes naturales. Esta variable clasifica a los taludes en 8 clases de acuerdo con la dirección de inclinación. Así: norte, noreste, este, sureste, sur, suroeste, oeste, noroeste. En la Tabla N° 11 se muestra la clasificación de las direcciones de pendientes y su valoración. Fueron consideradas como zonas más susceptibles las pendientes con una inclinación hacia el sur, sureste y suroeste por mostrarse favorables a la proyección vial. En la Figura N° 10 se muestra el mapa de aspecto valorado en base a los criterios de susceptibilidad.

Tabla N° 11.- Tabla de valores y ponderación para la variable aspecto.

| Dirección de la pendiente | Valoración | Normalización |
|---------------------------|------------|---------------|
| Norte, Noreste, Noroeste | 1 | 0.333 |
| Este, Oeste | 2 | 0.667 |
| Sur, Sureste, Suroeste | 3 | 1 |

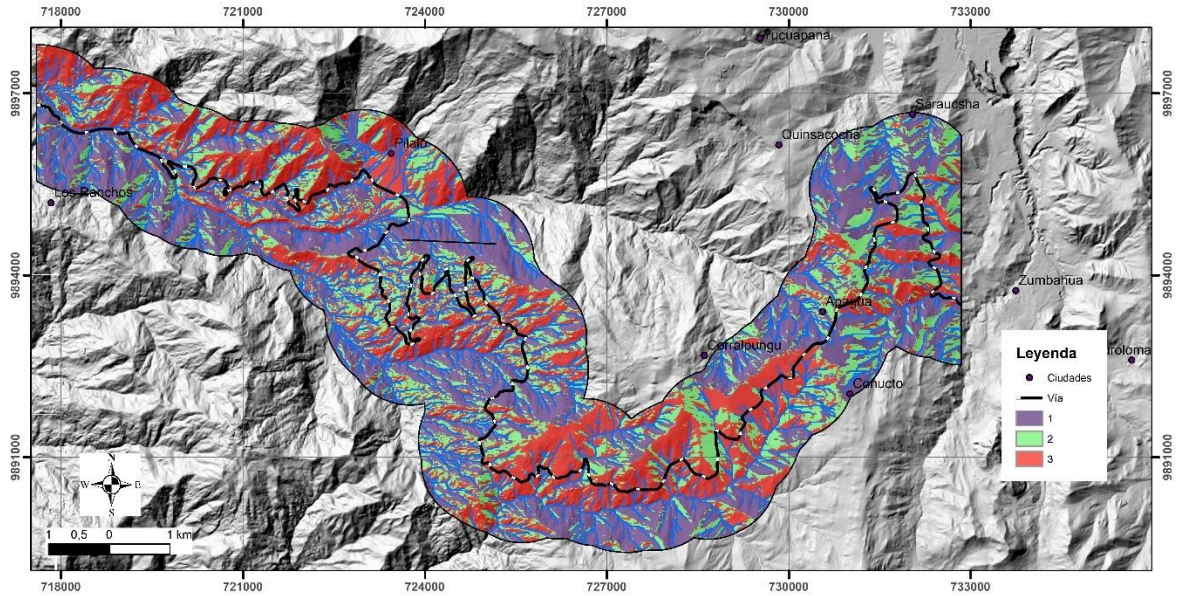


Figura N° 10.- Mapa de aspecto valorado en base a los criterios de susceptibilidad.

2.3.3 PONDERACIÓN DE MAPAS TEMÁTICOS

Para la determinación de los pesos asignados a las variables se empleó el proceso analítico jerárquico (AHP) método desarrolla por Saaty (1980) como una herramienta para establecer una solución a partir de múltiples variables mediante criterios de evaluación.

Este método realiza comparaciones de criterios por medio de matrices cuadradas abordando la totalidad de criterios. De esta forma se establece una matriz de comparación de importancia de criterios con la finalidad de obtener el eigen vector principal. En la Tabla N° 12 se muestra un ejemplo de matriz de comparación entre variables. Mientras que, en la Tabla N° 13 se muestran los criterios para la comparación de importancia relativa entre variables.

Tabla N° 12.- Matriz de comparación de variables (T. Saaty, 1980).

| Factores | Matriz de comparación de variables | | | | Eingenvector Principal |
|----------|------------------------------------|----------|----------|----------|------------------------|
| | A | B | C | D | |
| A | X_{AA} | X_{AB} | X_{AC} | X_{AD} | W_A |
| B | X_{BA} | X_{BB} | X_{BC} | X_{BD} | W_B |
| C | X_{CA} | X_{CB} | X_{CC} | X_{CD} | W_C |
| D | X_{DA} | X_{DB} | X_{DC} | X_{DD} | W_D |

Tabla N° 13.- Escala de Saaty para la correlación entre variables (ixj) (T. Saaty, 1980).

| Nivel de relevancia | Preferencia | Descripción del criterio (i) respecto a (j) |
|---------------------|----------------------|--|
| 1 | Igual preferencia | Los dos criterios (i,j) contribuyen en igual manera al proceso |
| 2 | Moderada preferencia | Pasadas experiencias favorecen al criterio (i) sobre el (j) |
| 3 | Fuerte preferencia | Prácticamente la dominancia del criterio (i) sobre el (j) está demostrada. |
| 4 | Absoluta preferencia | Existe evidencia que determina la supremacía del criterio (i) sobre el (j) |

En la Tabla N° 14 se muestra la matriz de jerarquización de variables para el mapa de susceptibilidad previa en base a los criterios de Saaty (1980) expuestos en la Tabla N° 13.

Tabla N° 14.- Matriz de Jerarquización de factores para el mapa de susceptibilidad previa. (Factores condicionantes)

| Variabes | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | $\Sigma(X_{ij})/n$ | Peso Ponderado |
|-------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|--------------------|-----------------------|
| (1) Pendiente | 1.00 | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 1.00 | 2.00 | 4.00 | 1.86 | 0.2122 |
| (2) Falla | 1.00 | 1.00 | 2.00 | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 4.00 | 1.86 | 0.2122 |
| (3) Geología | 0.50 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 4.00 | 1.71 | 0.1959 |
| (4) Uso de suelo | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.00 | 1.07 | 0.1224 |
| (5) Vía | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.86 | 0.0980 |
| (6) Drenaje | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.79 | 0.0898 |
| (7) Aspecto | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.61 | 0.0694 |

La variable pendiente contribuye de forma similar al proceso con la variable fallas y tiene mayor peso en el proceso con respecto a las variables geología y uso de suelo en el orden (2); y una absoluta preferencia de orden (4) con respecto al factor aspecto. Tiene un peso ponderado de 0.2122 en el proceso de elaboración del mapa de susceptibilidad previa.

La variable fallas tiene mayor preferencia en el proceso con respecto a las variables geología, vías, y drenaje en el orden (2) y muestra una absoluta preferencia con respecto a la variable Aspecto en el orden (4). Tiene un peso ponderado de 0.2122 en el proceso de elaboración del mapa de susceptibilidad previa.

La variable geología tiene mayor preferencia respecto a las variables uso de suelo, vía, drenaje en el orden (2); y, una absoluta preferencia respecto al factor aspecto. En el orden (4). Tiene un peso ponderado de 0.1959 en el proceso de elaboración del mapa de susceptibilidad previa.

La variable uso de suelo tiene una mayor preferencia en el orden (2) respecto a la variable aspecto. Tiene un peso ponderado de 0.1224 en el proceso de elaboración del mapa.

La variable vía tiene un factor de ponderación de 0.0980 en el proceso de elaboración del mapa de susceptibilidad. La variable drenaje un factor de ponderación de 0.0898; mientras que, la variable aspecto un peso ponderado de 0.0694.

2.3.4 ELABORACIÓN DEL MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD PREVIA

Para el mapa de susceptibilidad previa se utilizó la información de 7 variables mencionadas en la Tabla N° 14 que son: pendientes, fallas, geología, uso de suelo, red vial, red de drenaje y aspecto. En la Figura N° 11 se muestra el esquema para la generación del mapa de susceptibilidad previa; así como, los correspondientes pesos ponderados o C.R (radios de consistencia). Para la generación del mapa de susceptibilidad se utilizó las herramientas Spatial Analysis Tools/ overlay/ wehgted overlay del software ESRI ArcMap 10.5 que permite realizar operaciones entre los insumos en formato raster.

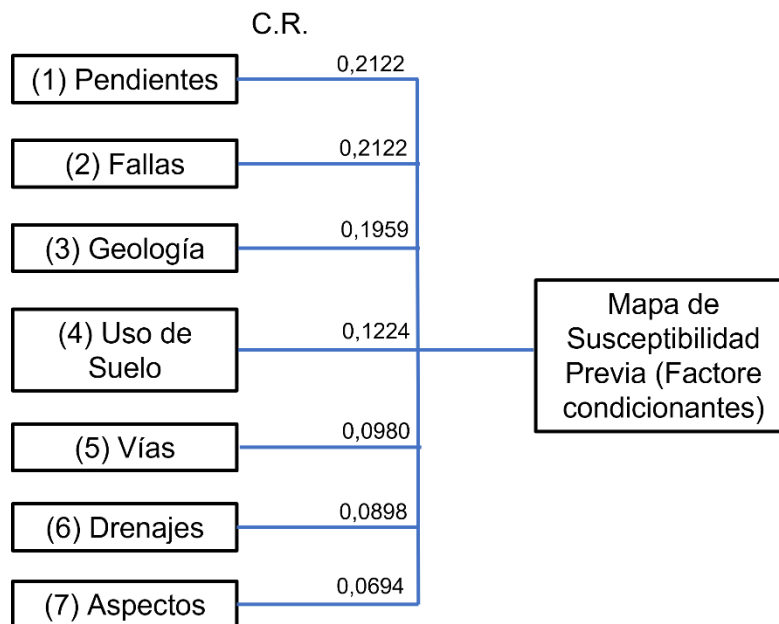


Figura N° 11.- Esquema para la generación del mapa de susceptibilidad previa del área de estudio.

Los valores de susceptibilidad se clasificaron en función a los cambios en la distribución de poblaciones de valores de susceptibilidad previa. De forma iterativa por medio de la herramienta Natural Breaks del software ESRI ArcMap se clasificó la susceptibilidad

previa en 5 clases similar a la metodología empleada en los trabajos de [Abril & Bojorque \(2011\)](#) y [Erener & Düzgün \(2012\)](#).

En la Tabla N° 15 se muestran los criterios para la clasificación de la susceptibilidad previa.

La clase 1, susceptibilidad muy baja, con un rango de (0.093-0.263) y representada en el mapa con un color gris. Tiene un área de 11.76 km² y representa el 19.58% de la zona de estudio.

La clase 2, susceptibilidad baja, con un rango de (0.263-0.353), representada en el mapa con un color celeste. Tiene un área de 12.05 km² y representa el 20.06% de la zona de estudio.

La clase 3, susceptibilidad moderada, con un rango de (0.353-0.442), representada en el mapa con un color amarillo. Tiene un área de 16.23 km² y representa el 27.03% de la zona de estudio.

La clase 4, susceptibilidad alta, con un rango de (0.442-0.541), representada en el mapa con un color naranja. Tiene un área de 14.98 km² y representa el 24.94% de la zona de estudio.

La clase 5, susceptibilidad muy alta, con un rango de (0.541-0.855), representada en el mapa con un color violeta. Tiene un área de 5.026 km² y representa el 8.37% de la zona de estudio.

Tabla N° 15.- Criterios para la clasificación de valores de susceptibilidad previa

| Rango | Descripción |
|---------------|--------------------------|
| 0,093 – 0,263 | Susceptibilidad muy baja |
| 0,263 – 0,353 | Susceptibilidad baja |
| 0,353 – 0,442 | Susceptibilidad moderada |
| 0,442 – 0,541 | Susceptibilidad alta |
| 0,541 – 0,855 | Susceptibilidad muy alta |

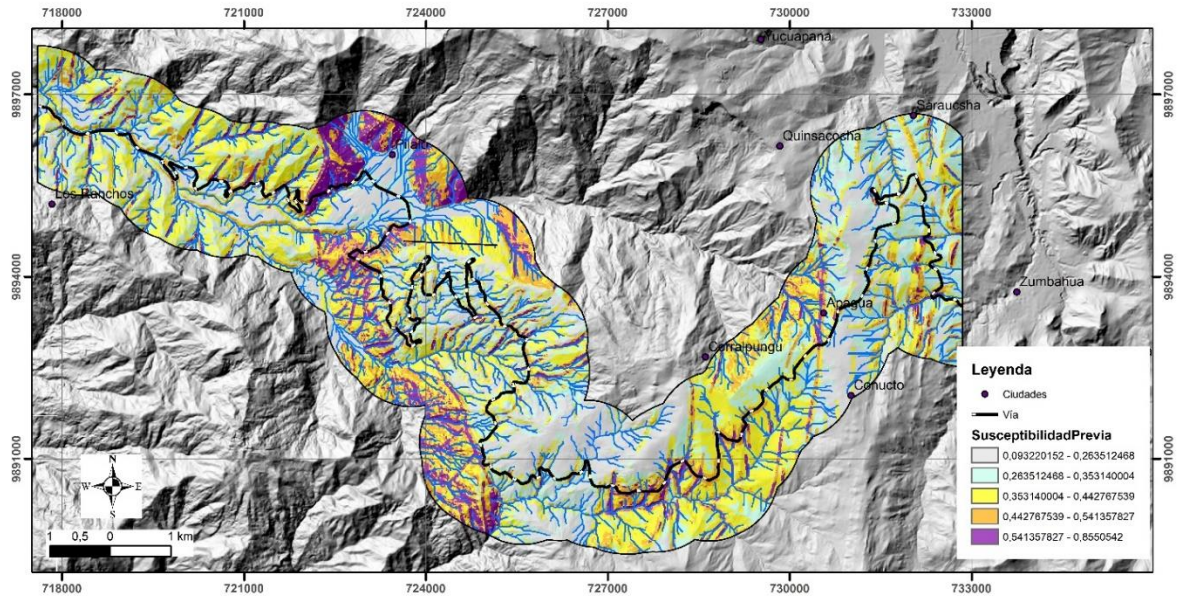


Figura N° 12.- Mapa de susceptibilidad Previa

2.3.5 GENERACIÓN DE MAPA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

En la Tabla N° 16 se muestran las estaciones pluviométricas usadas en el estudio. Se emplearon estaciones ubicadas en los conos de deyección de la cordillera occidental, y estaciones de alta montaña con la finalidad de definir los regímenes pluviométricos en la zona de estudio. En la Tabla N° 17 se muestran las series pluviométricas promedio históricas de la zona de estudio elaborado en base a los anuarios meteorológicos del INAMHI. Las series pluviométricas comprenden datos de estaciones de 22 años.

Tabla N° 16.- Estaciones pluviométricas empleadas para la generación del mapa de pluviometría

| Código | Nombre | Latitud | Longitud | Altura (msnm) | Precipitación Media anual (mm) | Precipitación Mínima anual (mm) | Precipitación Máxima anual (mm) |
|--------|----------------------------------|----------|-----------|---------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| M122 | Pilalo | 0°56'37" | 78°59'42" | 2504 | 1173.68 | 907.3 | 1423 |
| M123 | El Corazón | 1°8'2" | 79°4'32" | 1471 | 2386.8 | 2046.8 | 2667.1 |
| M124 | San Juan La Mana | 0°54'59" | 79°14'44" | 215 | 3086.5 | 2569.8 | 4006.8 |
| M368 | Moraspungo | 1°10'34" | 79°13'21" | 409 | 2930.24 | 1683.9 | 3560.4 |
| M370 | Ramon Campaña | 1°6'59" | 79°5'10" | 1462 | 2679.64 | 2158.5 | 3103.1 |
| M374 | San Antonio del Delta | 0°52'3" | 79°14'50" | 260 | 3101.1 | 2588.2 | 4141.2 |
| MA1V | Cotopilalo convenio inamhi -cesa | 0°41'0" | 78°42'0" | 3250 | 802.2 | 802.2 | 802.2 |

Tabla N° 17.- Series pluviométricas (mm) promedio para cada estación entre los años (2000-2022)

| Estación | ene | feb | mar | abr | may | jun | jul | ago | sep | oct | nov | dic | Total | Max. 24 horas |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|--------|---------------|
| M122 | 234.5 | 218.6 | 164.2 | 194.7 | 67.9 | 23.4 | 24.5 | 13.6 | 19.2 | 41.2 | 48.1 | 154.7 | 1173.7 | ----- |
| M123 | 436.1 | 464.3 | 432.8 | 445.8 | 159.0 | 54.7 | 30.1 | 10.7 | 17.3 | 37.6 | 52.4 | 246.1 | 2386.8 | 85.0 |
| M124 | 562.1 | 550.2 | 662.6 | 633.3 | 250.2 | 75.2 | 38.1 | 13.6 | 20.7 | 26.0 | 29.2 | 225.4 | 3086.5 | 143.5 |
| M368 | 524.5 | 559.2 | 667.8 | 528.2 | 213.4 | 72.7 | 38.5 | 11.5 | 12.8 | 36.2 | 35.6 | 229.8 | 2930.2 | 151.9 |
| M370 | 512.5 | 502.2 | 510.5 | 513.6 | 168.6 | 56.7 | 46.9 | 16.4 | 18.2 | 38.8 | 53.1 | 251.6 | 2679.6 | 92.4 |
| M374 | 495.6 | 605.2 | 724.6 | 611.2 | 233.1 | 86.4 | 35.7 | 13.3 | 23.7 | 32.1 | 27.1 | 213.1 | 3101.1 | 153.0 |
| M1av | 25.7 | 128.6 | 31.3 | 98.9 | 64.2 | 72.4 | 68.3 | 9.0 | 62.9 | 28.6 | 74.0 | 138.3 | 802.2 | 46.0 |

Las estaciones pluviométricas ubicadas en el pie de monte tienen precipitaciones del orden de 3.000 mm al año. Mientras que, las estaciones ubicadas en alta montaña tienen precipitaciones del orden de 800 mm al año o incluso menores.

En la Figura N° 13 se muestra un gráfico de comportamiento promedio pluviométrico histórico. Se observan dos regímenes hidrológicos: 1) comprendido entre los meses de diciembre y mayo que comprenden aproximadamente el 85% de las precipitaciones; y,

2) régimen con precipitaciones menores (estación seca) entre los meses de junio a noviembre. El mes con mayor precipitación es marzo.

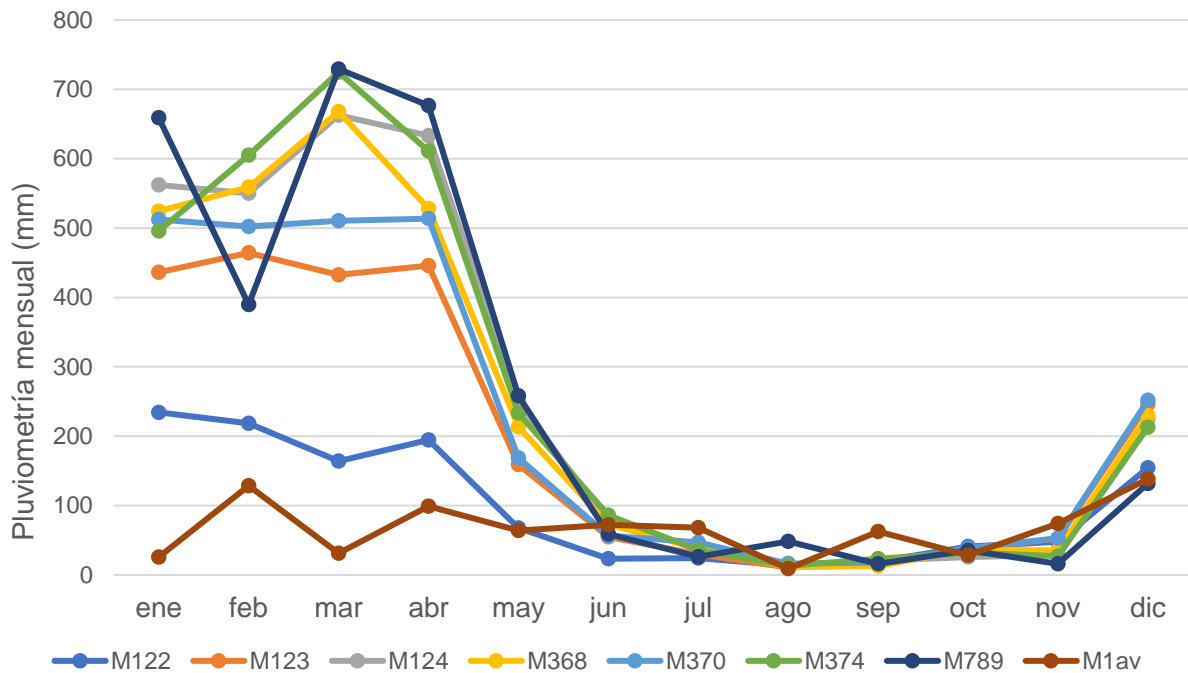


Figura N° 13.- Comportamiento pluviométrico mensual de la zona de estudio y sus alrededores.

Para la elaboración del mapa de precipitaciones se usó los datos de las precipitaciones anuales y se usó como algoritmo de interpolación el método de Kriging.

En la Tabla N° 18 se muestran los criterios de clasificación y valoración para el factor desencadenante. El factor precipitación se clasificó en 4 clases: Clase 1 con rangos de precipitación de 639 a 1.000 mm ubicada hacia el E de la zona de estudio en la zona de alta montaña. La clase 2 con precipitaciones entre 1.000 y 1.500 mm ubicada en la zona entre Pilaló y río Tinieblas. La clase 3 con precipitaciones del orden de 1.500 a 2.000 mm ubicada al oeste de la zona de estudio. Y la clase 4 con rangos de precipitación mayores a 2.000 mm restringido hacia el extremo W de la zona de estudio previa al pie de monte.

Tabla N° 18.- Criterios de clasificación, valoración y normalización para el factor desencadenante pluviometría.

| Rango de precipitaciones (mm) | Valoración | Normalización |
|-------------------------------|------------|---------------|
| 639-1000 | 1 | 0.25 |
| 1000-1500 | 2 | 0.50 |
| 1500-2000 | 3 | 0.75 |
| 2000-2132 | 4 | 1.00 |

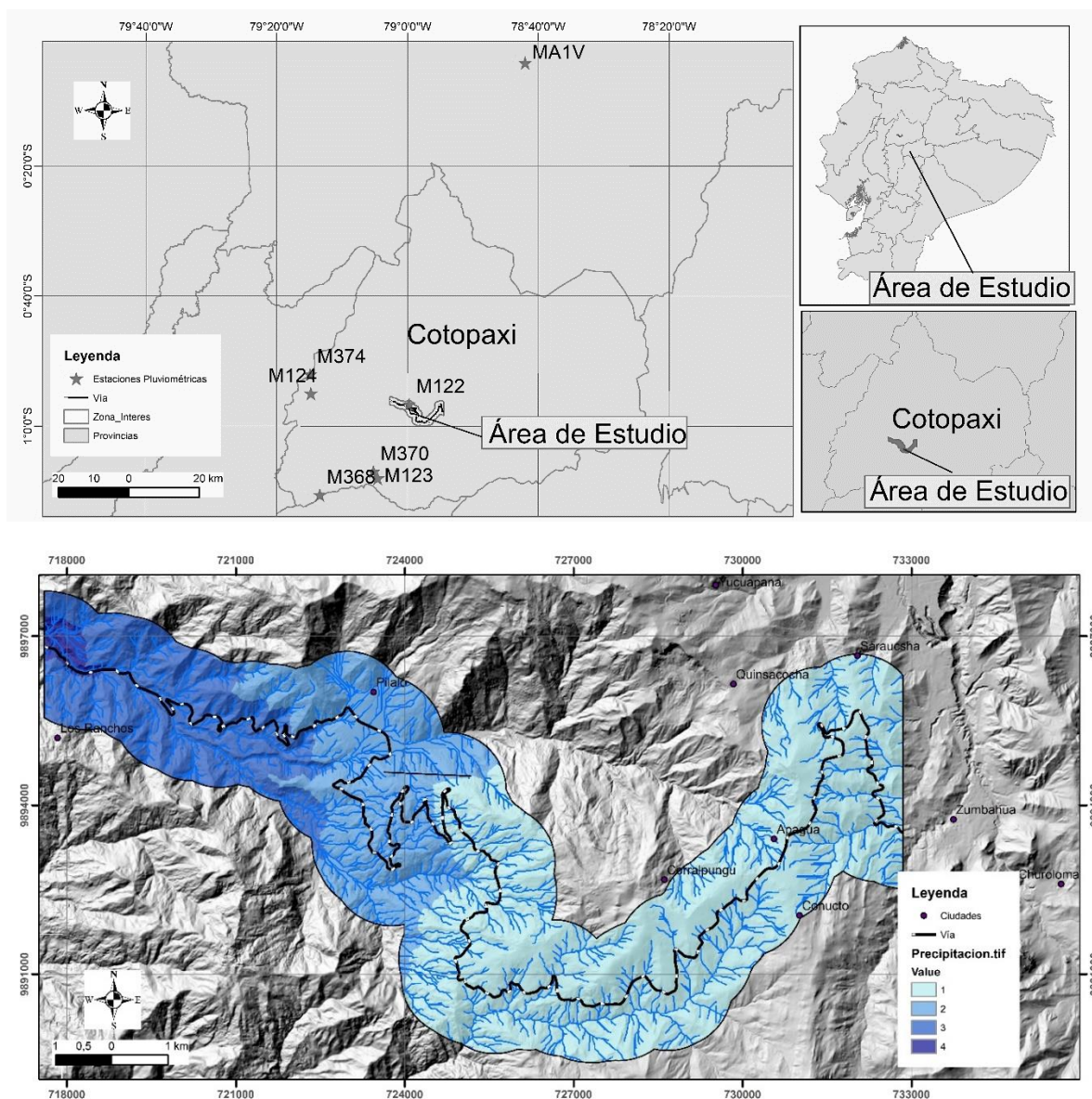


Figura N° 14.- Mapa de precipitaciones valorado en base a los criterios de factor desencadenante.

2.3.6 NORMALIZACIÓN Y PONDERACIÓN DE LOS MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD PREVIA Y EL FACTOR DESENCADENANTE

En la Figura N° 15 se muestra un esquema para la elaboración del mapa de susceptibilidad para el factor desencadenante precipitaciones. En función a varias simulaciones se definió que la mejor combinación de pesos ponderados es 0.7 para el mapa de susceptibilidad previa y 0.3 para el mapa de factor desencadenante. Esta combinación es producto del análisis de los mapas de precipitación. Pues, más del 50% del área de estudio tiene precipitaciones menores a 1000 mm al año. Por lo tanto, una ponderación de 1 y 0.25 como valor normalizado. Esto hace que la susceptibilidad del E este del área de estudio se subestime. Prácticamente las susceptibilidades previas moderadas y altas identificadas pasan a ser susceptibilidades definitivas muy bajas y bajas. Considerando los criterios de [T. Saaty \(1980\)](#) para la comparación entre variables, el mapa de susceptibilidad previa tiene fuerte preferencia respecto al mapa de precipitaciones. A partir de esta combinación, los resultados de susceptibilidad definitiva representan lo observado tanto en campo como en fotografías aéreas.

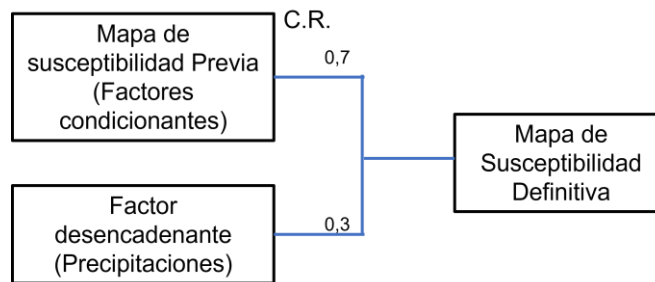


Figura N° 15.- Esquema para la definición del mapa de susceptibilidad definitiva

2.3.7 ELABORACIÓN DEL MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD

Los valores de susceptibilidad se clasificaron en función a los cambios en la distribución de poblaciones de valores de susceptibilidad previa. De forma iterativa por medio de la herramienta Natural Breaks del software ESRI ArcMap se clasificó la susceptibilidad previa en 5 clases acorde a la metodología empleada en los trabajos de [Abril & Bojorque \(2011\)](#) y [Erener & Düzgün \(2012\)](#).

En la Tabla N° 19 se muestran los criterios para la clasificación de susceptibilidad definitiva.

La clase 1, susceptibilidad muy baja, con rangos de 0.138 a 0.278, representada en el mapa en color gris. Tiene un área de 10.14 km² significa el 19.13% de la zona de estudio.

La clase 2, susceptibilidad baja, con rangos de 0.278 a 0.361, representada en el mapa en color celeste. Tiene un área de 14.8 km² significa el 27.92% de la zona de estudio.

La clase 1 y 2 de susceptibilidad muy baja a baja se restringe en su mayoría al este de la zona de estudio.

La clase 3, susceptibilidad moderada, con rangos de 0.361 a 0.44, representada en el mapa en color amarillo. Tiene un área de 13.12 km² significa el 24.74 % de la zona de estudio.

La clase 4, susceptibilidad alta, con rangos de 0.44 a 0.529, representada en el mapa en color naranja. Tiene un área de 10.19 km² significa el 19.23 % de la zona de estudio.

La clase 5, susceptibilidad muy alta, con rangos de 0.529 a 0.8128, representada en el mapa en color violeta. Tiene un área de 4.76 km² significa el 8.98% de la zona de estudio.

En la Figura N° 16 se muestra el mapa de susceptibilidad para el factor desencadenante precipitaciones. La susceptibilidad alta y muy alta se restringe al W (oeste) de la zona de estudio, especialmente a la zona donde afloran las formaciones Pilaló y Apagua.

Tabla N° 19.- Criterios para la clasificación de susceptibilidad definitivos

| Rango | Descripción |
|----------------|--------------------------|
| 0.138 - 0.278 | Susceptibilidad muy baja |
| 0.278 - 0.361 | Susceptibilidad baja |
| 0.361 - 0.440 | Susceptibilidad moderada |
| 0.440 - 0.529 | Susceptibilidad alta |
| 0.529 - 0.8128 | Susceptibilidad muy alta |

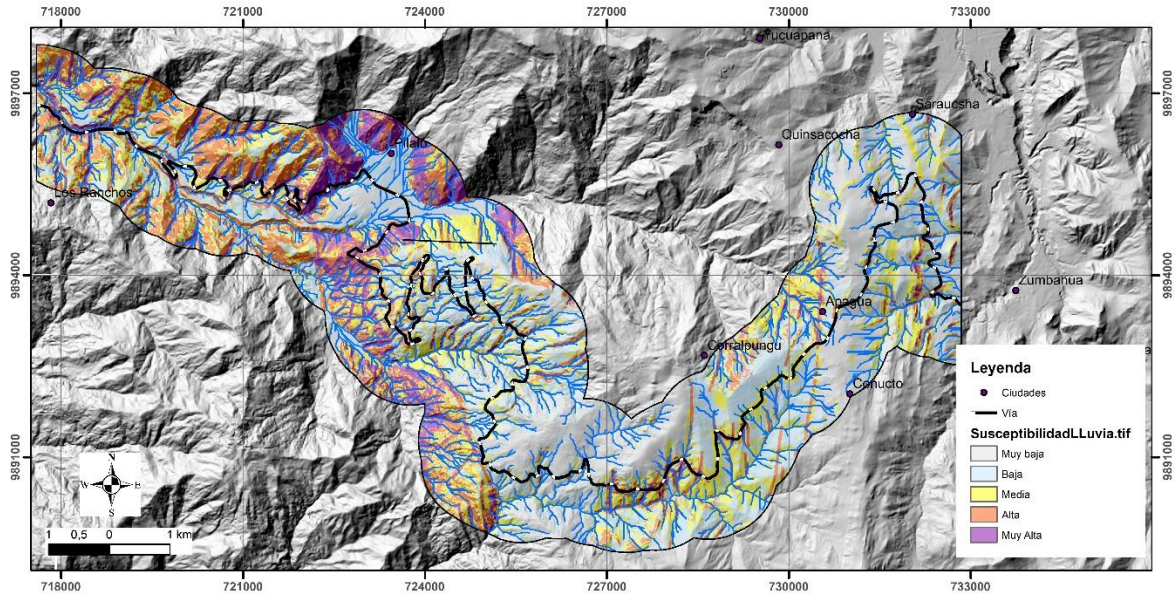


Figura N° 16.- Mapa de susceptibilidad frente al factor desencadenante precipitaciones.

En los próximos capítulos se realizará el análisis de estabilidad de taludes de los dos sitios con condiciones críticas de estabilidad. El sitio 1 representa un deslizamiento producido en suelo ocurrido en la abscisa 71+800; mientras que, el sitio 2 representa un deslizamiento en roca en la abscisa 92+300.

CAPÍTULO III

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUD EN SUELO ABSCISA 71+800 VÍA LATACUNGA – LA MANA

En este capítulo se presenta una visión general de los métodos desarrollados para el análisis de estabilidad de taludes considerando las soluciones analíticas, métodos simples como el de equilibrio límite y modelos numéricos como los elementos finitos. La definición de los parámetros de resistencia del suelo se determinó mediante el análisis inverso de los taludes deslizados en el sitio. Para la evaluación de la estabilidad tanto en zonas aledañas como en el frente del deslizamiento se emplearon métodos de equilibrio límite bajo los criterios de resistencia de Mohr – Coulomb. Se analizó los taludes bajo escenarios estáticos y pseudo estáticos con múltiples variaciones del nivel freático para determinar los factores desencadenantes y proponer alternativas de solución.

3.1 INTRODUCCIÓN DEL SITIO 1

El sitio 1 se encuentra en la abscisa 71+800 de la vía Latacunga – La Mana en las coordenadas WGS-84 17S (728432 E, 9890757 N). De acuerdo con el mapa de susceptibilidad (factor desencadenante lluvia) la zona tiene una susceptibilidad media y en ciertos sectores alta. Se identificaron procesos de remoción en masa en el talud superior de la vía ocurridos durante la ampliación de la vía (actualmente estables); y, un deslizamiento ocurrido en el talud inferior con respecto a la mesa de la vía (objeto del presente estudio). Este deslizamiento ocurrió en el periodo invernal del año 2022. Tiene aproximadamente 10 m de ancho, originalmente no afectó la mesa de la vía. En el eje de la carretera se construyó un tanque de almacenamiento de agua del sistema de riego comunitario y no cuenta con una adecuada impermeabilización. Este puede ser el detonante del deslizamiento. Geológicamente, en esta zona afloran sedimentos volcánicos de tipo eólico con potencias de alrededor de 15 metros depositados discordantemente sobre el basamento rocoso de la cordillera occidental (limolitas y lutitas de la formación Apagua). Se realizaron varias investigaciones geotécnicas y geofísicas como sondeos eléctricos verticales (SEV), perforación del tipo SPT, ensayos de laboratorio descritos en los trabajos de [Moreno \(2022\)](#) y [Ordoñez \(2022\)](#) base para

realizar un análisis inverso del talud y determinar los parámetros de resistencia al corte efectivos de la superficie de falla. Con el modelo geotécnico establecido se evaluó la estabilidad del talud tanto en las zonas circundantes como en el talud que sufrió deslizamientos previamente.

3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

La estabilidad de taludes se considera crucial y debe ser analizada cuidadosamente en todas las fases de construcción. Generalmente, la construcción de sistemas viales, presas, embalses requieren un cuidadoso análisis de la estabilidad de las pendientes naturales y taludes artificialmente construidos (Ullah et al., 2020).

Los requerimientos teóricos que se deben cumplir para considerar la solución a un problema de estabilidad de taludes son: equilibrio, compatibilidad, ley constitutiva y condiciones de borde o frontera (David & Zdravković, 1999).

El equilibrio comprende dos partes: equilibrio global y equilibrio interno. El equilibrio global relacionada las ecuaciones de fuerzas y momentos. El equilibrio interno busca encontrar un campo de esfuerzos que satisfaga la ecuación diferencial (Bojorque, 2011; David & Zdravković, 1999).

El equilibrio relaciona los esfuerzos (σ), las fuerzas másicas (ρb) y las fuerzas inerciales $\rho \ddot{u}$. En la siguiente ecuación se presenta la ecuación de equilibrio.

$$L^T \sigma + \rho b = \rho \ddot{u}$$

Donde:

- L^T : Representa la transpuesta del operador diferencial
- σ : Esfuerzos
- ρb : Fuerzas másicas
- ρ : Densidad
- \ddot{u} : Desplazamientos

La compatibilidad se relaciona con los desplazamientos y deformaciones. No debe existir separaciones entre partículas del material y no debe existir traslape entre las partículas. Cuando las deformaciones se consideran pequeñas, la compatibilidad se consigue

imponiendo que la variación de los desplazamientos cumpla con la ecuación de deformación.

$$\varepsilon = LU$$

El vector ε ensambla las componentes de deformaciones y se relaciona con la componente de desplazamientos ensamblada en el vector U .

La ley constitutiva del material expresa la relación existente entre los esfuerzos y las deformaciones. Correlaciona las ecuaciones de equilibrio con las de compatibilidad. Viene dado por la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma = D\Delta\varepsilon$$

con:

- $\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzos
- $\Delta\varepsilon$: Incremento de deformaciones
- D: Matriz que contiene las propiedades del suelo.

Las condiciones de borde definen el problema geotécnico. Estas condiciones pueden ser desplazamientos impuestos, cargas aplicadas (estáticas y/o dinámicas) procesos constructivos (excavaciones, cargas, sostenimientos), cambios en los esfuerzos efectivos debido a la presión de agua en los poros, entre otros.

Existen diferentes métodos para estimar el factor de seguridad en taludes incluyendo: métodos de equilibrio límite, métodos de elementos finitos, métodos de diferencias finitas, métodos de elementos discretos ([Salunke et al., 2017](#); [Ullah et al., 2020](#)).

[Bojorque \(2011\)](#) propone un esquema general de clasificación de los métodos usados en el análisis de estabilidad de pendientes. En la Figura N° 17 se agrupa a los métodos de análisis en tres grandes grupos: 1) solución analítica, 2) métodos simples, y 3) modelos numéricos. En los métodos de solución analítica la solución matemática es exacta desde un enfoque teórico, pero es muy distante del contexto geotécnico real; pues, se impone leyes constitutivas y condiciones de borde simples. Los métodos se consideran simples cuando incumplen uno o varios de los condicionantes teóricos que demanda la solución completa. Los métodos de equilibrio límite (MEL), y análisis límite (MAL) pertenecen a

esta clase. Finalmente, los modelos numéricos que tienen la capacidad de recrear condiciones geotécnicas reales en la medida que el modelo constitutivo pueda simular el comportamiento in situ del suelo. El método de elementos finitos (FEM) y el método de diferencias finitas (FDM) pertenecen a este grupo.

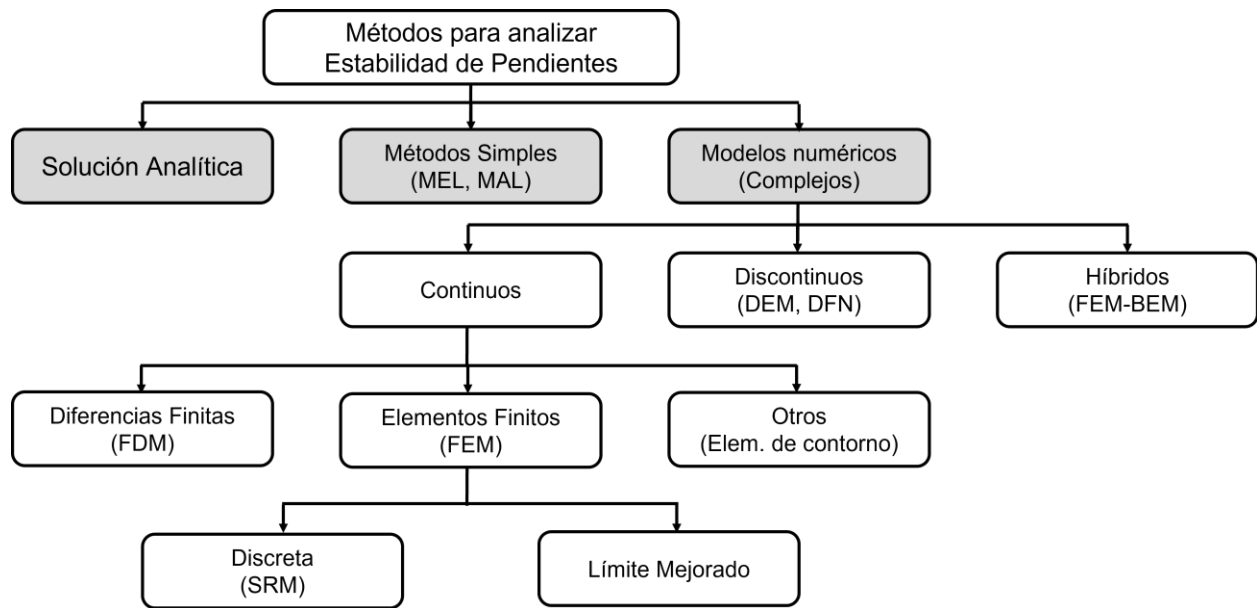


Figura N° 17.- Métodos para analizar la estabilidad de pendientes (Bojorque, 2011).

3.2.1 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Los métodos de equilibrio límite (MEL) dividen a la masa potencial de falla en un número finito de dovelas. Posteriormente, las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o de momentos se aplican a cada dovela. En esta metodología tres ecuaciones de equilibrio pueden ser empleadas: equilibrio de fuerzas horizontales, equilibrio de fuerzas verticales, y equilibrio de momentos. Algunas de las técnicas de dovelas usan únicamente una o dos de las condiciones de equilibrio tornando no “rigurosa” la solución analítica. En la Figura N° 18 se muestra un esquema del análisis de equilibrio de fuerzas y momentos de una masa deslizante dividida en dovelas.

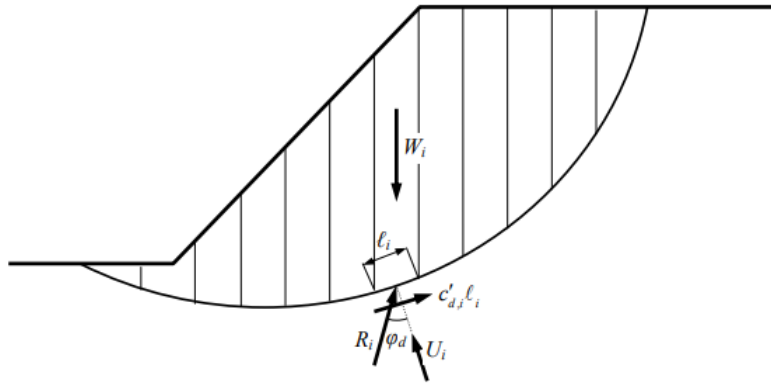


Figura N° 18.- Masa deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas (Alonso, 2005).

El equilibrio global de momentos está dado por la siguiente ecuación:

$$\sum S \cdot r = \sum W \cdot r = \sum W \cdot r \cdot \text{Sen} \alpha'$$

Donde:

- S: resistencia al corte
- W: Esfuerzo de corte

Pero S, que el esfuerzo total de corte movilizado en la base está relacionado con el factor de seguridad F, mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{c' + N' \tan \varphi'}{F}$$

Donde:

- c': cohesión efectiva
- φ': ángulo de fricción efectivo
- N': esfuerzo efectivo

Sustituyendo se obtiene que:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c' + N' \tan \varphi')}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{Sen} \alpha'}$$

El equilibrio global de fuerzas horizontales está dado por la siguiente expresión:

$$\sum P \cdot \text{Sen} \alpha' - \sum S \cdot \text{Cos} \alpha' = 0$$

Por consiguiente, el factor de seguridad F se obtendría

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c' + N' \tan \phi') * \cos \alpha_i'}{\sum_{i=1}^n P_i * \sin \alpha_i'}$$

El método de equilibrio límite abarca diversas metodologías en función a los tipos de ecuaciones empleadas ya sean de fuerzas y/o momentos. Dentro de estas metodologías se menciona: 1) el Swedish slip circle method, 2) Ordinary method, 3) Modified Bishop's method, 3) Lorimar's method, 4) Spencer's method, 5) Sarma's method, 6) Taylors stability methods, entre otros (Salunke et al., 2017). Sin importar el método seleccionado para resolver los sistemas de ecuaciones de los MELs siempre existirán más incógnitas que número de ecuaciones de equilibrio, tornándose en un problema indeterminado. Generalmente, esta indeterminación se resuelve introduciendo arbitrariamente ciertas simplificaciones (Bojorque, 2011). En la Tabla N° 20, se muestra un cuadro comparativo entre diferentes metodologías del análisis de equilibrio límite. Los métodos considerados como rigurosos son aquellos que satisfacen las tres ecuaciones de equilibrio como los métodos de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967).

Tabla N° 20.- Comparación de los métodos de equilibrio límite (Bojorque, 2011).

| Método | Equilibrio de Momentos | Equilibrio de fuerzas | Fuerzas Normales (E) | Fuerzas cortantes (X) | Inclinación X/E |
|------------------------|------------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------------------|
| Ordinario o Fellenius | Si | No | No | No | No fuerzas |
| Bishop simplificado | Si | No | Si | No | Horizontal |
| Janbu simplificado | No | Si | Si | No | Horizontal |
| Spencer | Si | Si | Si | Si | Constante |
| Morgenstern-Price | Si | Si | Si | Si | Variable |
| Cuerpo de ingenieros-1 | No | Si | Si | Si | Inclinación de la línea arbitraria |
| Cuerpo de ingenieros-2 | No | Si | Si | Si | Inclinación de la línea arbitraria |

Bojorque (2011) expone las consideraciones generales de los métodos de equilibrio límite basados en dovelas

- La masa potencial de falla es dividida en un número finito de dovelas
- La masa de falla actúa como un cuerpo rígido
- Las fuerzas normales actúan en el centro de las bases de las dovelas
- La resistencia a lo largo de la superficie de falla es distribuida con el mismo factor de seguridad.
- Se emplean supuestos relacionados a las fuerzas interdovelas para conseguir una expresión estáticamente determinada
- El factor de seguridad es estimado en base a simulaciones iterativas (tipo prueba – error).

3.2.2 ANÁLISIS INVERSO

Cuando una pendiente falla puede proveer información valiosa acerca de las condiciones geomecánicas al momento del deslizamiento. Como la pendiente falló, el factor de seguridad considerado es igual a la unidad. Usando este conocimiento y un apropiado método de análisis es posible desarrollar un modelo de la pendiente al momento de la falla. El modelo consiste en pesos específicos, propiedades de resistencia al corte del suelo, condiciones de presión de agua subterránea, y el método de análisis incluyendo el mecanismo de falla (Tang et al., 1999; Wyllie & Mah, 2004).

Los parámetros determinados por el análisis inverso consideran la influencia de la estructura del suelo, la heterogeneidad, la existencia de fisuras, las superficies de falla pre – existentes, y las cargas a largo plazo (Tang et al., 1999). A pesar de las ventajas del método para la determinación de la resistencia al corte ciertas variables al momento de la falla son desconocidas; por lo que, sus resultados son en base a múltiples simplificaciones o asunciones que pueden generar una sobreestimación de los parámetros de resistencia (Öge, 2017).

El análisis inverso se realiza mediante dos procedimientos: 1) cálculo del esfuerzo promedio y 2) cálculo basado en geometría de superficie de falla. El análisis inverso en base a los esfuerzos de corte promedios se estima a partir de una geometría de talud y

pesos específicos del suelo conocidos. Este análisis se acompaña de asunciones de ángulo de fricción o cohesión igual a cero y obteniendo los valores de cohesión o fricción para los cuales el factor de seguridad es igual a la unidad. Esta práctica de calcular el esfuerzo de corte como una función de la cohesión o de la fricción puede conducir a errores. El procedimiento comúnmente es asumir el valor de un solo parámetro ya sea de cohesión o de fricción y calcular el otro mediante la imposición de un factor de seguridad igual a 1 (Wyllie & Mah, 2004). En este proceso la geometría de la superficie de falla no es considerada, por lo tanto, este proceso podría determinar una superficie de falla incongruente con el mecanismo de falla real (Bojorque, 2010).

El segundo procedimiento consiste en utilizar la geometría de la superficie de falla para determinar los parámetros de resistencia. El proceso se fundamenta en que para un factor de seguridad igual a 1 cada combinación de cohesión y fricción producirá una única ubicación de la superficie de falla crítica. Mediante la comparación de la superficie de falla observada y la determinada a partir del análisis se pueden estimar los parámetros de resistencia para la superficie de falla. Aunque este procedimiento proporciona parámetros de resistencia de la superficie de falla no determina una única combinación de parámetros de c' y ϕ' . Varias combinaciones de c' y ϕ' pueden determinar una superficie de falla similar (Bojorque, 2010; Tang et al., 1999).

Generalmente, las iteraciones para determinar la combinación de los parámetros de cohesión y fricción mediante el análisis inverso se realizan mediante los métodos de equilibrio límite (Sonmez et al., 1998).

Wyllie & Mah (2004) mencionan ciertas consideraciones para la estimación de los parámetros de resistencia mediante el análisis inverso para una superficie de falla conocida.

- 1.- Varios pares de valores de cohesión y ángulo de fricción son asumidos. El par de valores escogidos representa un rango en el parámetro adimensional $Xc\phi$, pero estos valores no necesariamente producen un factor de seguridad igual a la unidad.
- 2.- Las superficies críticas (factores de seguridad mínimos) son calculados para cada combinación de parámetros de resistencia.

3.- Los valores de resistencia desarrollas $c'd$ y $\phi'd$ fueron calculados mediante las siguientes expresiones:

$$c'd = \frac{c'}{F}$$

$$\phi'd = \arctan \frac{\tan \phi'}{F}$$

De esta forma, se asegura de que la cohesión y la fricción estimadas producen un factor de seguridad igual a la unidad.

4.- Se calcula la profundidad de la superficie de falla crítica para cada par de parámetros de resistencia.

5.- Se grafican los parámetros de resistencia versus la profundidad de la superficie crítica.

6.- Se determina los parámetros de resistencia en base a los crosplot anteriormente descritos.

3.3. CASO DE ESTUDIO

La zona de estudio se caracteriza por tener depósitos eólicos de origen volcánico que cubren discordantemente el basamento rocoso de la formación Apagua. Estos depósitos cuaternarios litológicamente comprenden arenas y limos arcillosos no soldados con potencias que varían en base a la forma periclinal del basamento sobrepasando incluso los 20 m. De forma general, en el sitio de estudio existe una interacción entre suelos y rocas dentro de los primeros 30 metros.

En la Figura N° 19 se muestra el flujograma de trabajo empleado para analizar la estabilidad de talud. En esta área se realizó investigaciones geológicas y geotécnicas que contribuyeron a evaluar la estabilidad del talud y proponer alternativas de solución en pro de mejorar las condiciones de estabilidad.

Dentro de las investigaciones geológicas se levantó estaciones geomecánicas que permitieron clasificar el macizo rocoso en base a los criterios de Rock Mass Rating

(RMR) propuesto por Bieniawski (1989) y el índice de calidad de roca Q propuesto por Barton (2002).

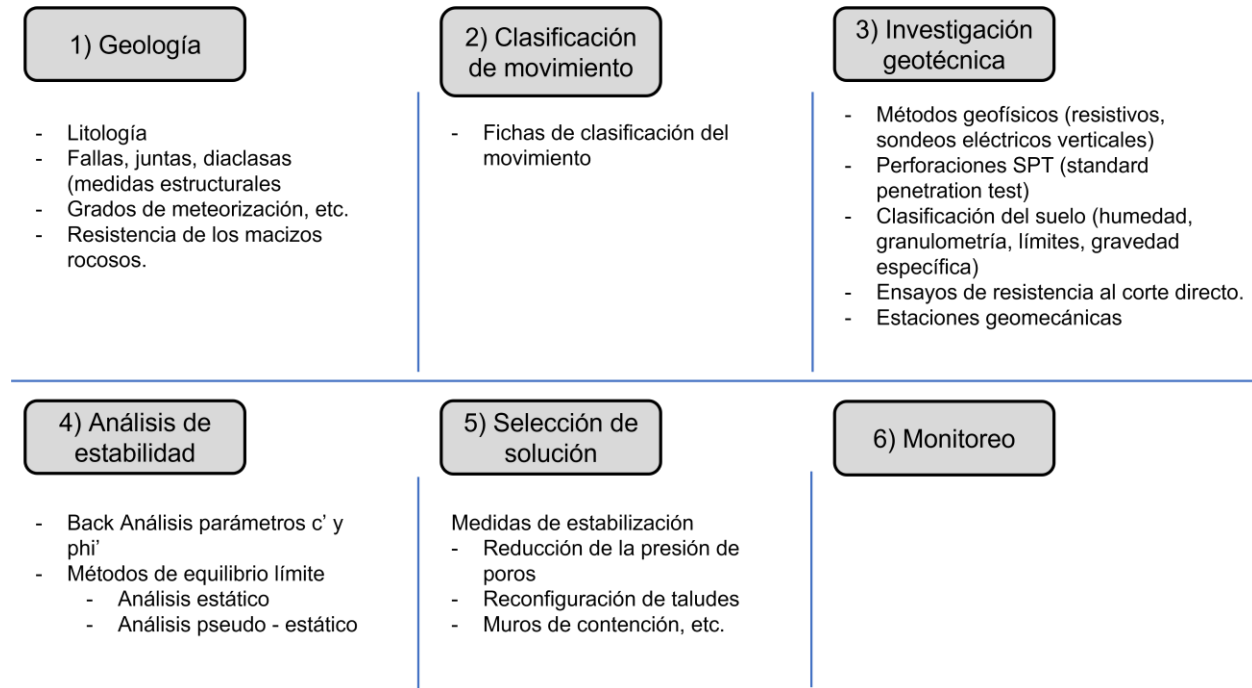


Figura N° 19.- Flujograma para analizar la estabilidad de taludes.

En base a observaciones de campo se delimitaron los procesos de remoción en masa ocurridos en la zona de estudio desde la apertura y ampliación de la vía Latacunga – La Maná. Así, se pudo identificar un paleo deslizamientos sobre el eje de la vía estabilizados mediante reconfiguraciones de los taludes; y nuevos procesos de remoción en masa ocurridos bajo la mesa de la vía desarrollados en la época invernal del año 2002.

Las investigaciones geotécnicas desarrolladas contemplaron los siguientes estudios:

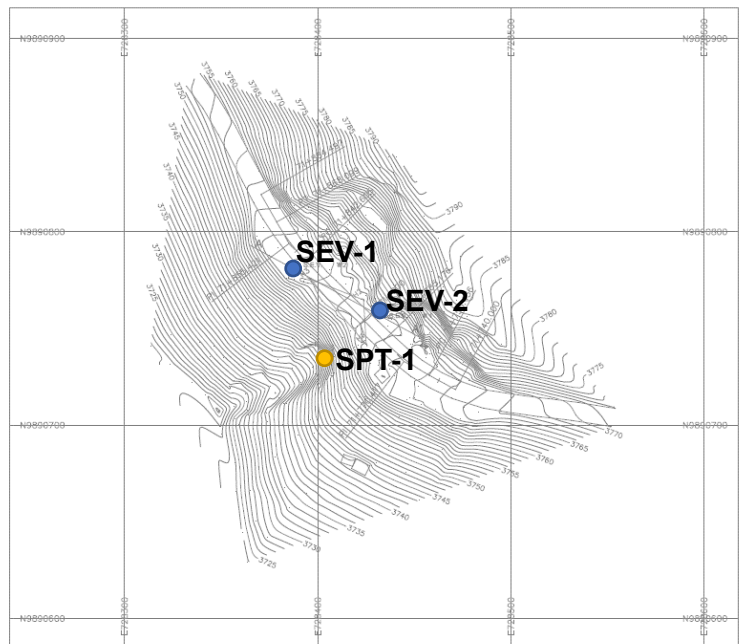
- Dos (2) sondeos eléctricos verticales (SEV) sobre la mesa del eje de la vía para determinar la profundidad del macizo rocoso. Para la implementación de los SEVs se utilizó el método de Schlumberger. De forma general, en los 2 sondeos eléctricos verticales se identificó un estrato resistivo sobre los 240 ohm-m a una profundidad entre 10 y 14 metros. Este estrato se correlaciona con el basamento de la formación Apagua. Mientras que, los primeros metros con resistividades

entre (86 y 105) ohm-m corresponden a los depósitos eólicos depositados en forma periclinal sobre el basamento. En la Tabla N° 21 se muestra la ubicación y resultados de las investigaciones geofísicas desarrollados en este sitio.

Tabla N° 21.- Investigaciones geofísicas desarrolladas en el sitio 1. (Moreno, 2022)

| SEV | X | Y |
|-----|--------|---------|
| 1 | 728432 | 9890757 |
| 2 | 728399 | 9890780 |

| Estrato | Resistividad (ohm-m) | Espesor (m) | Profundidad (m) |
|--------------|----------------------|-------------|-----------------|
| Sev-1 | | | |
| 1 | 285 | 1.4 | 1.4 |
| 2 | 86 | 8.7 | 10.1 |
| 3 | 238 | - | - |
| Sev-2 | | | |
| 1 | 130 | 0.9 | 0.9 |
| 2 | 455 | 0.6 | 1.5 |
| 3 | 105 | 12.3 | 13.8 |
| 4 | 275 | - | - |



- Un (1) ensayo de penetración estándar (SPT) ubicado en la corona del deslizamiento, bajo la mesa del eje vial. La perforación llegó a una profundidad de 5.6 m y se tomaron muestras cada metro para realizar ensayos de mecánica de suelos. Los ensayos de granulometría, humedad natural, límite líquido, límite plástico, clasificación SUCS, corte directo fueron realizados mediante las normas ASTM D6913, ASTM D2216, ASTM D4318, ASTM D4318, ASTM D2487 y ASTM D3080, respectivamente, El procedimiento para la obtención de estos parámetros se describe en el trabajo de [Ordoñez \(2022\)](#).

Los resultados de las perforaciones se muestran en la Tabla N° 22.

Tabla N° 22.- Resultados de la perforación (SPT-1) (Ordoñez, 2022).

| Prof. (m) | Descripción | SUCS | W _n | LL | LP | IP | %G | %A | %F | (N1) ₆₀ | Compacidad | Dr (%) | γ (kN/m ³) | phi (°) | Su (kPa) |
|-----------|--|-------|----------------|----|----|----|-----|----|-----|--------------------|--------------------|--------|------------------------|---------|----------|
| 0-0.2 | Capa vegetal | | | | | | | | | | | - | 15 | - | - |
| 0.2-1 | Grava pobremente gradada con limo y arena, color marrón oscuro | GP-GM | | | | | | | | | | - | 15 | - | - |
| 1.0-2.0 | Grava pobremente gradada con limo y arena, color marrón oscuro | GP-GM | 22 | 47 | 34 | 13 | 72 | 22 | 6.2 | 10 | Medianamente densa | 41 | 15 | 26 | - |
| 2.0-3.0 | Arena limo arcillosa color negro | SC-CM | 51 | 53 | 47 | 6 | 5.8 | 57 | 37 | 17 | Medianamente densa | 53 | 17 | 30 | - |
| 3.0-4.0 | Arena limo arcillosa color negro | SC-CM | 70 | 53 | 47 | 6 | - | - | - | 11 | Medianamente densa | 43 | 16 | 27 | - |
| 4.0-5.0 | Arena limo arcillosa color marrón claro | SC-CM | 31 | 53 | 47 | 6 | - | - | - | 11 | Medianamente densa | 43 | 17 | 27 | - |
| 5.2-5.6 | Arcilla color marrón | CL | 20 | 31 | 22 | 9 | - | - | - | 16 | Muy rígida | - | 18 | - | 82 |

W_n: Humedad natural; LL: Límite líquido; LP: Límite plástico; IP: índice de plasticidad; %G porcentaje de grava; %A: porcentaje de arena; %F: porcentaje de finos. (N1)₆₀ número de golpes normalizado y corregido; Dr(%) densidad relativa; γ: peso específico; phi(°) ángulo de fricción; Su: resistencia al corte no drenado.

En el perfil estratigráfico investigado se observan gravas pobremente gradadas con limo y arena, arenas limo arcillosa y en la base arcillas de color marrón. Los pesos específicos de los materiales fluctúan de 15 a 18 kN/m³. El ángulo de fricción varía de 26 a 30°, mientras que, la resistencia no drenada en la arcilla es de 82 kN/m². Para efectos del modelo geotécnico se consideró a los depósitos eólicos como un solo estrato. Los parámetros geotécnicos se estimaron en la media ponderada de cada estrato identificado en el SPT-1.

Previo a los análisis de estabilidad de taludes, al tratarse un talud deslizado, se priorizó realizar un análisis inverso con la finalidad de determinar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción efectivos de la superficie de deslizamiento. En la Figura N° 20 se muestra un esquema de la ejecución del análisis inverso desarrollado mediante el análisis comparativo entre la geometría de la superficie de deslizamiento y los resultados de las simulaciones para diferentes parámetros de c' y phi' controlado mediante el método de mínimos cuadrados. Las simulaciones de superficies de falla se desarrollaron mediante métodos de equilibrio límite y como modelo constitutivo se empleó Mohr-Coulomb.

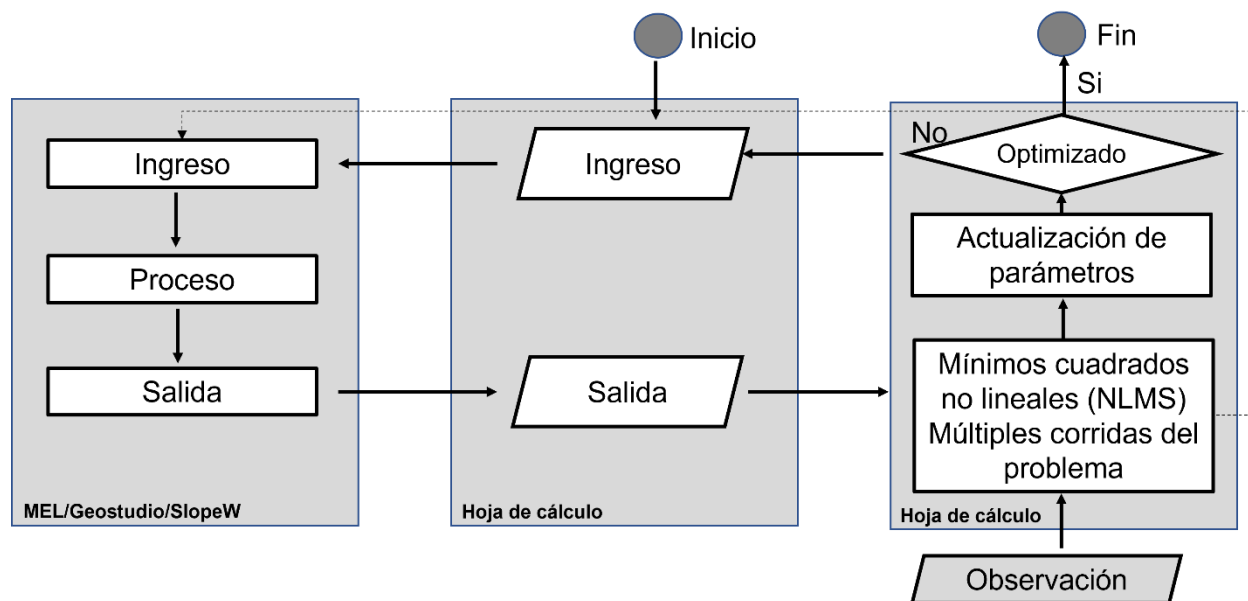


Figura N° 20.- Esquema de ejecución del análisis inverso. Modificado de (Bojorque, 2010).

Obtenido los valores de c' y ϕ_i' se realizó en análisis de estabilidad del talud fallado y zonas circundantes para escenarios estáticos con variaciones en la presión de poros y pseudo estáticos en base a la demanda sísmica sugerida en la NEC-15. Para ello, se empleó el método de equilibrio límite y con las ecuaciones de Morgenstern-Price.

Observado los escenarios críticos y la influencia de los factores desencadenantes en la estabilidad del talud se elaboraron alternativas de solución en aras de impedir que el frente del deslizamiento avance hacia la mesa de la vía.

3.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

3.4.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO

En este sitio de estudio afloran rocas de la formación Apagua que consiste en estratificaciones finas a medias de areniscas medianamente gradadas, intercaladas con limolitas, lutitas y lodolitas de color gris oscuro. Particularmente, en esta zona afloran únicamente intercalaciones centimétricas de limolitas y ocasionalmente lutitas

silicificadas. En la Figura N° 21 se observa una fotografía del talud ubicado sobre la mesa de la vía.

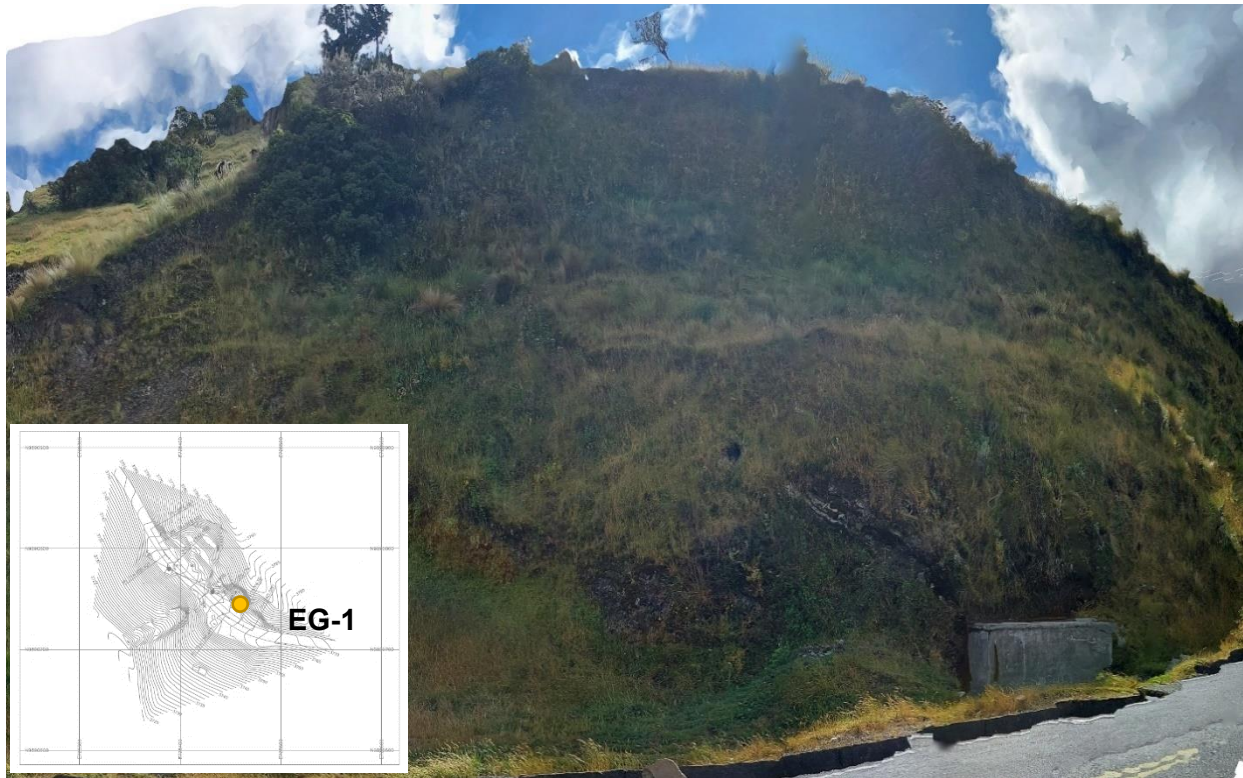


Figura N° 21.- Fotografía en el talud estable del sitio de análisis.

En la Tabla N° 23 se muestran los resultados de la clasificación del macizo rocoso acorde a los lineamientos de [Bieniawski \(1989\)](#). La resistencia a la compresión simple se estima valores entre 50 y 100 MPa con valores de RMR1 de 7. El RMR2 que relaciona el grado de fracturamiento del macizo rocoso fluctúa entre 7 y 9. El RMR3 espaciamiento de las fracturas tiene un valor entre 7 y 9. En base a las condiciones de las fracturas en lo referente a persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración el RMR4 tiene un valor de 13. No se observó presencia de agua en el afloramiento por lo que el RMR5 tiene un valor de 5. El RMR básico del macizo rocoso fluctúa entre 48 y 52, una calidad media.

Tabla N° 23.- Clasificación del macizo rocoso abscisa 71+800 según Bieniawski (1989).

| Clasificación RMR ((Bieniawski 1989) | | DATOS | VALOR Min | DATOS | VALOR Max |
|--------------------------------------|---------------------|---------------------------|-----------|---------------------------|-----------|
| RMR 1 | UCS (MPa) | Grado IV (UCS 50-100) Mpa | 7 | Grado IV (UCS 50-100) Mpa | 7 |
| | Martillo de Schimdt | | | | |
| RMR 2 | Fract./ml (l) | 22 | | 18 | |
| | RQD | 35 | 7 | 46 | 9 |
| RMR 3 | Espaciado (mm) | 60 | 6 | 200 | 8 |
| | Persistencia | 3-10 m | 2 | 3-10 m | 2 |
| | Apertura | 1-5 mm | 1 | 1-5 mm | 1 |
| RMR 4 | Rugosidad | Suave | 1 | Suave | 1 |
| | Relleno | Ninguno | 6 | Ninguno | 6 |
| | Alteración | Moderadamente alterado | 3 | Moderadamente alterado | 3 |
| | | | 13 | | 13 |
| RMR 5 | Presencia de agua | Estado Seco | 15 | Estado Seco | 15 |
| | | Total | 48 | Total | 52 |

En la

Tabla N° 24 se muestra la clasificación del macizo rocoso en base a los criterios de Barton (2002). El índice (RQD/Jn) que determina el tamaño de los bloques relacionando la calidad de la roca con el número de juntas varía de 2.95 a 3.86. El índice (Jr/Ja) que determina la resistencia al corte entre bloques relacionando los coeficientes de rugosidad y alteración de juntas varía de 0.5 a 0.75. La influencia del estado tensional (Jw/SRF) que relaciona los coeficientes reductores por presencia de agua y presencia de tensiones está en 1.0. El índice de calidad de roca Q fluctúa de 1.48 a 2.89. Por lo tanto, macizo rocoso de mala calidad.

Tabla N° 24.- Clasificación del macizo rocoso abscisa 71+800 según Q de Barton (2002)

| Parámetros | Val. Min | - | Val. Máx |
|---------------------|----------|---|----------|
| RQD | 35.46 | - | 46.28 |
| Jn | 12.00 | - | 12.00 |
| RQD/Jn | 2.95 | - | 3.86 |
| Jr | 1.00 | - | 1.5 |
| Ja | 2.00 | - | 2.00 |
| Jr/Ja | 0.50 | - | 0.75 |
| Jw | 1.00 | - | 1 |
| SRF | 1.00 | - | 1.00 |
| Jw/SRF | 1.00 | - | 1.00 |
| Q Básico | 1.48 | | 2.89 |
| Macizo rocoso: malo | | | |
| RMR desde Q | 47.51 | | 53.56 |

En el macizo rocoso se identificaron hasta 3 familias de juntas con los siguientes datos estructurales (DIP/DIR) J1: 35/71; J2 116/47; 238/66.

La resistencia del macizo rocoso frente al martillo de Schmidt se muestra en la Tabla N° 25. Se tomaron 20 lecturas de números de golpes. Estos se agruparon en dos grupos para determinar R y r que ayudarán a estimar la resistencia al corte de la roca intacta y la resistencia al corte de las juntas, respectivamente. La resistencia de la roca intacta se estimó en 70 MPa; mientras que, la resistencia al corte de las juntas en 20 MPa.

Tabla N° 25.- Valores de resistencia del macizo rocoso frente al martillo de Schmidt.

| Martillo Schmidt | | | | | Media | | | |
|------------------|----|----|----|----|-------|------|----|-----------|
| R | 56 | 55 | 55 | 54 | 54 | 54.8 | R | UCS (Mpa) |
| | 54 | 52 | 52 | 52 | 52 | | 55 | 70 |

| | | | | | | | | |
|---|----|----|----|----|----|----|----|--------------|
| r | 51 | 50 | 47 | 40 | 37 | 28 | r | JCS (MPa) |
| | 36 | 36 | 26 | 24 | 18 | | 28 | 20 |

3.4.2 ANÁLISIS INVERSO Y SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE COHESIÓN Y FRICCIÓN EFECTIVOS

Para realizar el análisis inverso del talud se consideró un modelo de dos capas. La capa 1, más superficial con un espesor de aproximadamente 15 metros (Resultados Geofísica) que corresponde a depósitos en su mayoría arenos limosos y arcillosos de origen volcánico. La capa 2, profunda que representa el basamento rocoso compuesto de limolitas y lutitas.

Para la capa 1 se consideró como modelo constitutivo Mohr – Coulomb. Su peso específico ponderado de 16.3 kN/m³. Y los parámetros de cohesión y fricción se determinaron mediante el análisis inverso. Para la capa 2 se asumió valores de cohesión y fricción característicos de limolitas y pizarras. Peso específico de 23 kN/m³, cohesión 1 MPa, y ángulo de fricción 25°.

En la Figura N° 22a se muestran las condiciones de borde del modelo de análisis inverso.

- Rango de 10 a 15 metros para el ingreso y superficie de falla, restringido a la geometría de la superficie de falla determinada con levantamientos topográficos.
- Mecanismo de falla circular.
- Carga de servicio de 1.2 T/m² en la mesa de la vía.
- Nivel freático a la altura de la corona de deslizamiento.

En la Figura N° 21b se observa la superficie de falla con los parámetros resultantes del análisis inverso.

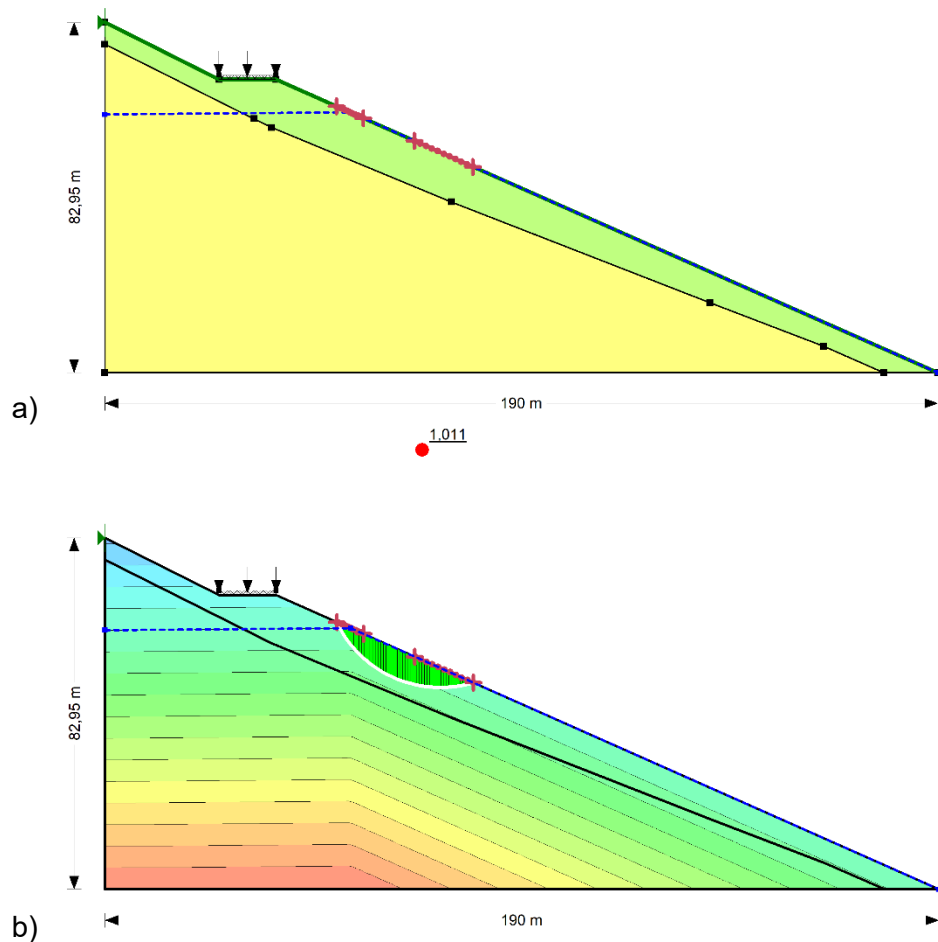


Figura N° 22.- a) condiciones de borde del modelo de análisis inverso y b) resultados del análisis inverso con los parámetros de cohesión y ángulo de fricción efectivo de la superficie de falla.

En la Tabla N° 26 se muestran diferentes valores de cohesión y fricción; y, el error mínimo cuadrado producto de la comparación entre la superficie deslizada (obtenida mediante topografía) y la superficie crítica que resulta del MEL. En rojo, errores superiores al 100%. En café, errores superiores al 50%, en pastel, errores superiores al 15%; y, en blanco errores entre 0 y 5%. El menor error resultó de la combinación en una cohesión efectiva de 15 kPa y un ángulo de fricción de 25° para la capa 1. Los valores de fricción son consistentes con los obtenidos en la perforación.

Tabla N° 26.- Matriz de %error mínimo cuadrado en base a simulaciones con pares de cohesión efectiva c' y ángulo de fricción efectivo ϕ' de la superficie de falla.

| | | Cohesión c' (kPa) | | | | | |
|---------------------------------|----|---------------------|------|------|------|------|------|
| | | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| Ángulo de fricción ($^\circ$) | 5 | 51% | 106% | 106% | 106% | 106% | 106% |
| | 10 | 4% | 51% | 106% | 106% | 106% | 106% |
| | 15 | 15% | 12% | 51% | 51% | 106% | 106% |
| | 20 | 15% | 4% | 12% | 51% | 51% | 106% |
| | 25 | 41% | 4% | 3% | 12% | 51% | 51% |
| | 30 | 41% | 15% | 4% | 12% | 12% | 51% |

En la Tabla N° 27 se muestran los factores de seguridad para diferentes valores de cohesión y ángulos de fricción efectivos. Las combinaciones entre fricción y cohesión que generan superficies de deslizamiento con la observada en campo son: cohesión efectiva entre 13.8 y 14.2 kPa y ángulo de fricción efectivos entre 24.3 y 24.9 grados.

Tabla N° 27.- Factor de seguridad en base a pares de cohesión c' y ángulo de fricción ϕ' efectivos.

| | | Cohesión c' (kPa) | | |
|---------------------------------|-------|---------------------|-------|-------|
| | | 13.8 | 14.03 | 14.2 |
| Ángulo de fricción ($^\circ$) | 24.30 | 0.983 | 0.992 | 0.998 |
| | 24.55 | 0.988 | 0.997 | 1.003 |
| | 24.90 | 0.995 | 1.004 | 1.011 |

La combinación de cohesión y fricción efectiva seleccionada para la capa 1 es de 14.2 kPa y 24.9°, respectivamente. En los resultados de la perforación SPT-1, se reportan únicamente el componente friccional de los suelos. Sin embargo, arenas limosas y arcillosas pueden tener un componente cohesivo importante. Además, la presencia de arcillas basales hace que la cohesión juegue un papel fundamental como parámetro de resistencia.

3.4.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES ALEDAÑOS

En esta sección se muestran los resultados de equilibrio límite bajo el modelo de Morgenstern-Price en un talud que no ha sufrido previamente deslizamientos, ampliando las condiciones de borde de las superficies de deslizamientos a generarse y manteniendo la carga de servicio de 1.2 t/m^2 .

En el escenario *a*, se analiza un talud completamente saturado genera una superficie crítica que se desarrolla a lo largo de la capa 1 y tiene un factor de seguridad de 0.737.

El escenario *b*, con un nivel freático abatido y paralelo a la topografía el cual genera una falla circular en la capa 1 y tiene un factor de seguridad de 1.067.

El escenario *c*, con un nivel freático más abatido en comparación al escenario *b* con un factor de seguridad de 1.361.

El escenario *d*, con un nivel freático horizontal ubicado en la parte baja del talud con un factor de seguridad de 1.305.

El escenario *e*, con un nivel freático horizontal ubicado en la parte alta del talud y un factor de seguridad de 0.863.

En la Figura N° 23 se muestran un análisis comparativo de un talud con las condiciones geotécnicas descritas anteriormente; y, diversos escenarios de presión de agua. En general, el factor de seguridad más crítico, como es de esperarse, es en condiciones completamente saturadas.

En la Tabla N° 28 se muestra un resumen comparativo de los factores de seguridad para los casos que se indican en la Figura N° 23.

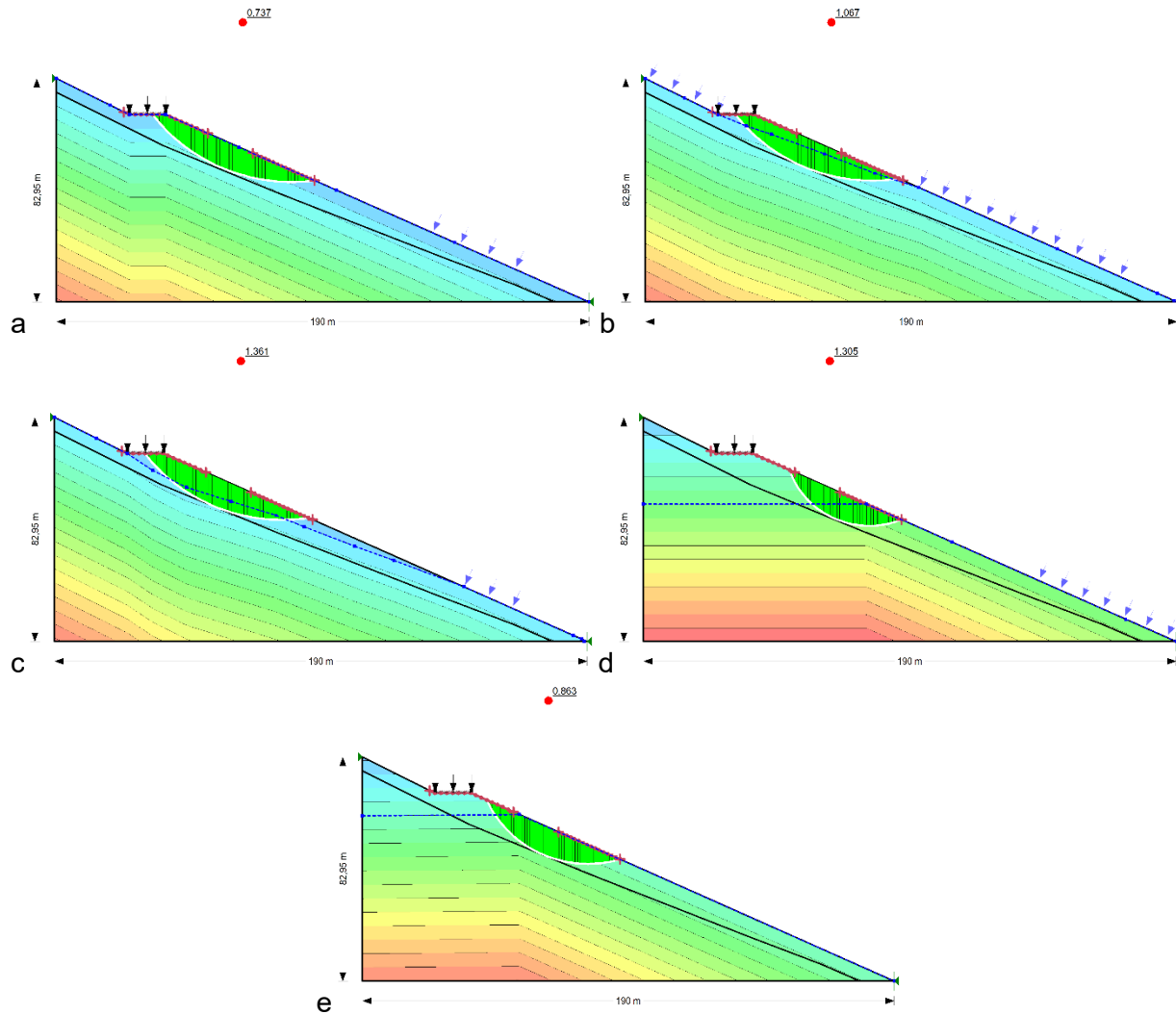


Figura N° 23.- Análisis estático de estabilidad de los taludes alledaños con diferentes niveles de presión de poros. Caso a) completamente saturado; caso b) y c) parcialmente saturados con gradiente hidráulico; caso d) y e) saturados a diferentes niveles freático.

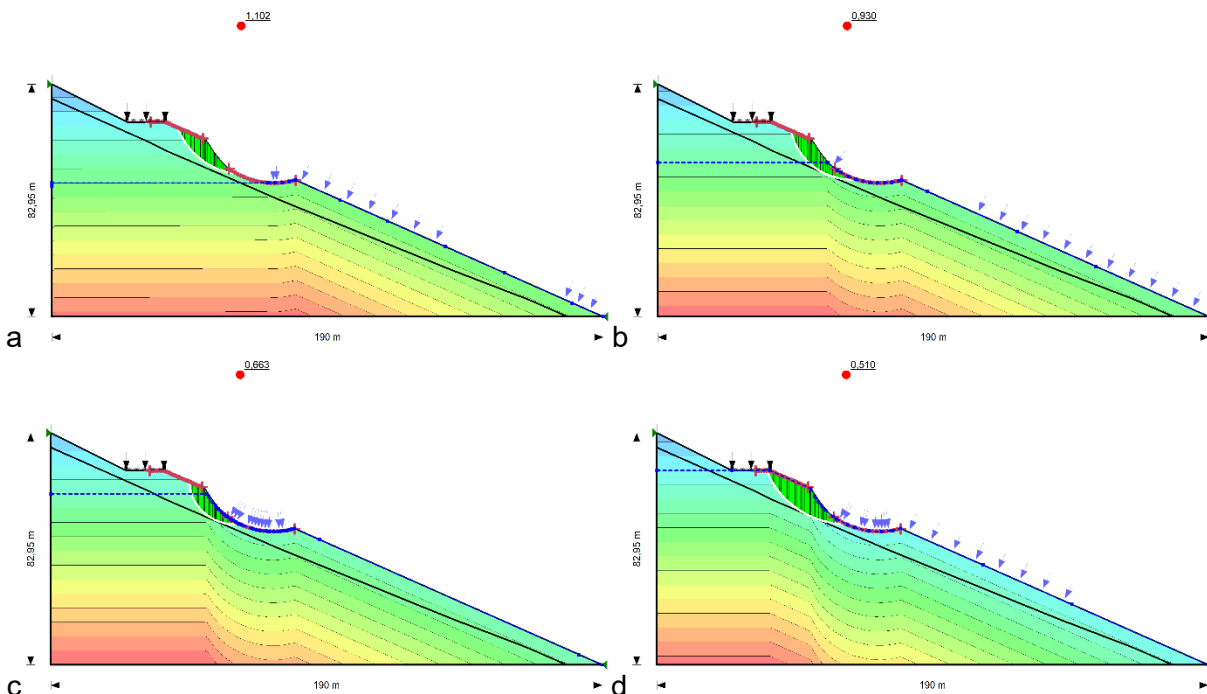
Tabla N° 28.- Análisis de los factores de seguridad taludes alledaños en función a variaciones en el nivel freático.

| Casos en función a variaciones en el Nivel Freático | Factor de seguridad |
|---|---------------------|
| Caso a | 0.737 |
| Caso b | 1.067 |
| Caso c | 1.361 |
| Caso d | 1.305 |
| Caso e | 0.863 |

3.4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL TALUD FALLADO

Con los parámetros de cohesión y fricción efectiva determinados en el análisis inverso se realizó un análisis del avance del frente de deslizamiento para diferentes presiones de poro. En el caso **a** se muestra el talud con el nivel freático ubicado en la base del paleo-deslizamiento. El factor de seguridad para el análisis estático es de 1.102 y la superficie crítica del nuevo deslizamiento no alcanzaría la mesa de la vía. En el caso **b**, se analiza que pasaría si el nivel freático sube hasta la mitad de la superficie deslizada. Bajo condiciones estáticas el factor de seguridad se reduce a 0.930 y la superficie crítica no alcanzaría la mesa de la vía.

En el caso **c**, se evalúa la estabilidad de talud si el nivel freático se encuentra al nivel de la cabeza del antiguo deslizamiento. El factor de seguridad estimado para este caso es de 0.663 y la superficie crítica no afectaría la mesa de la vía. En el caso **d**, se valora la estabilidad del talud si el nivel freático se encuentra en la mesa de la vía. El factor de seguridad decrece a 0.510 y la superficie crítica alcanza la mesa de la vía. En el caso **e**, se evalúa las condiciones de estabilidad bajo condiciones pseudo estáticas para una demanda sísmica de 0.25g con un nivel estático similar al caso **a** (caso base). El factor de seguridad es de 0.758 y la superficie crítica alcanzaría la mesa de la vía.



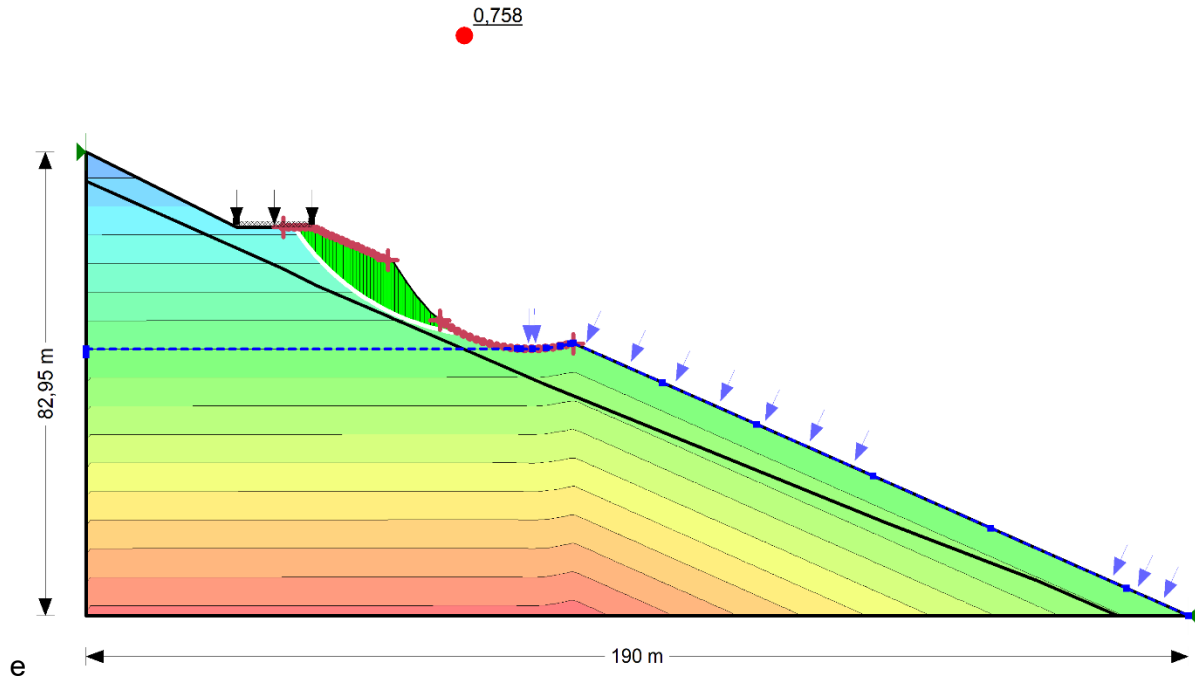


Figura N° 24.- Análisis estático y pseudo-estático del talud deslizado con diferentes escenarios de nivel freático. Caso a) análisis estático con nivel freático en la base de la superficie deslizada. Caso b) análisis estático con nivel freático a media altura de la superficie deslizada. Caso c) análisis estático con nivel freático en la corona de la superficie deslizada. Caso d) análisis estático con nivel freático en la vía. Caso e) análisis pseudo estático con nivel freático en la base del deslizamiento.

En la Tabla N° 29 se muestra los factores de seguridad para los escenarios propuestos en la Figura N° 24.

Tabla N° 29.- Análisis de los factores de seguridad en el talud deslizado bajo diferentes escenarios estáticos y pseudo-estáticos.

| Escenarios | Factor de seguridad |
|---|---------------------|
| Estático (nivel freático base) | 1.102 |
| Estático (nivel freático medio) | 0.930 |
| Estático (nivel freático alto) | 0.663 |
| Estático (nivel freático vía) | 0.510 |
| Pseudo – estático (nivel freático base) | 0.758 |

3.4.5 PROPUESTAS PARA LA ESTABILIDAD

Como medida para mejorar la estabilidad del talud se consideró colocar un muro de contención en voladizo de 11.5 m de alto y 3.45 de base, cimentado sobre el basamento rocoso.

En la Figura N° 25a se muestra un análisis de estabilidad pseudo – estático (0.25g) con un nivel freático ubicado en la base del paleo-deslizamiento y el muro de contención. El factor de seguridad estimado fue de 6.723. En la Figura N° 25b se evalúa la estabilidad en condiciones pseudo-estáticas para una demanda sísmica de 0.25g, muro de contención y en un escenario completamente saturado. El factor de seguridad para este caso es de 6.251.

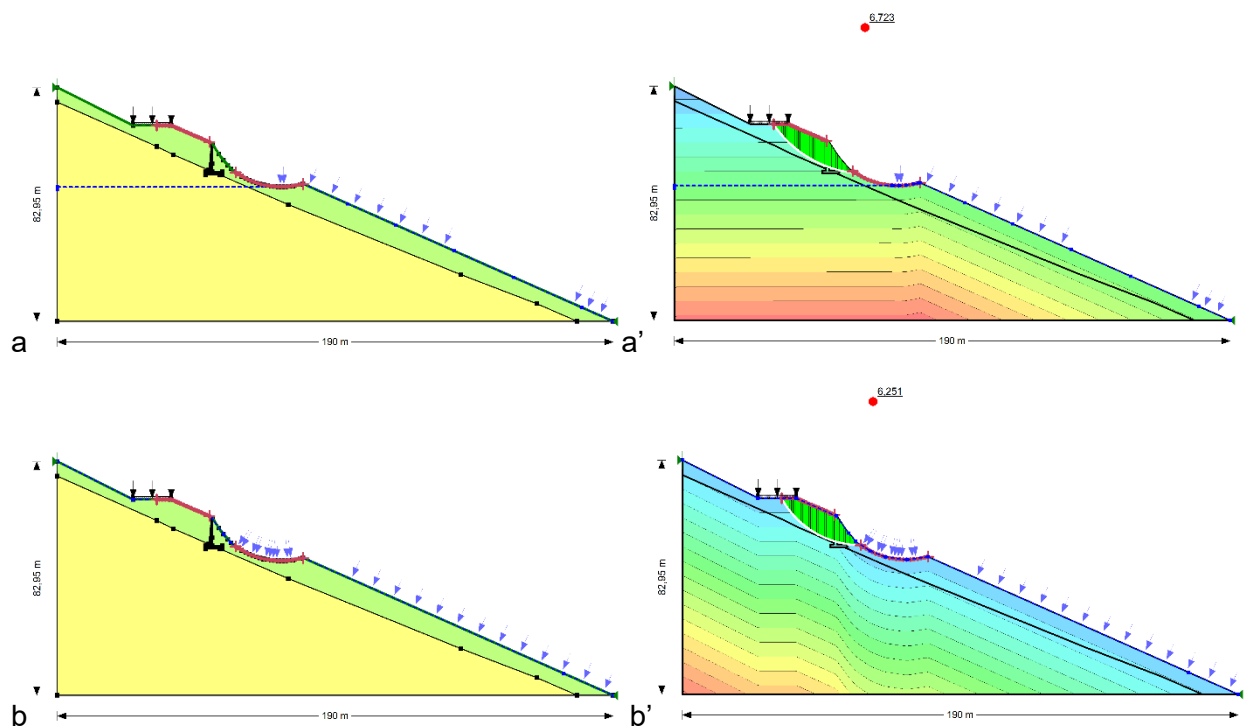


Figura N° 25.- a) condiciones de borde para un muro de sostenimiento y nivel freático bajo. a') resultados del análisis de estabilidad general. b) condiciones de borde para un muro de sostenimiento y nivel freático alto. b') resultados del análisis de estabilidad general.

Los coeficientes de presión activa y pasiva, para el muro, fueron calculados en base a la metodología de Rankine (1857). En la Tabla N° 30 se muestran los factores de seguridad

de la medida de estabilidad sugerida. El muro de contención diseñado cumple con los factores de seguridad al vuelco, desplazamiento, capacidad de carga y estabilidad general exigidos en la NEC-15.

Tabla N° 30:- Factores de seguridad de la alternativa de solución propuesta.

| Escenarios | Factor de seguridad | NEC-15 |
|--|----------------------------|---------------|
| Factor de seguridad al vuelco | 3.58 | 1.5-2 |
| Factor de seguridad a deslizamiento | 10.6 | 1.5 |
| Factor de seguridad por capacidad de carga | 5.01 | 3 |
| Factor de seguridad estabilidad general | 6.2 | 1.5 |

CAPÍTULO IV

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA ABSCISA 92+300 VÍA LATACUNGA – LA MANA

En este capítulo se presenta el análisis de estabilidad de un talud en roca. Se parte con las definiciones de criterio de rotura de Hoek – Brown y se profundiza en los fundamentos teóricos de criterio generalizado de falla de Hoek – Brown. En el análisis de estabilidad se empleó métodos como el RMR, índice Q y GSI para determinar la calidad del macizo rocoso. En base a los datos estructurales levantados en campo se realizaron evaluaciones cinemáticas para los mecanismos de falla planar, en cuña y vuelco. Finalmente, se empleó métodos de equilibrio límite para evaluar la estabilidad el talud para fallas circulares bajo el criterio generalizado de Hoek – Brown para casos estáticos y pseudo-estáticos considerando múltiples casos de variaciones del nivel freático. Determinando el factor detonante del deslizamiento.

4.1 INTRODUCCIÓN DEL SITIO 2

El sitio 2 se encuentra en la abscisa 92+300 de la vía Latacunga – La Mana en las coordenadas WGS-84 17S (722,122 E, 9,895,275 N). De acuerdo con el mapa de susceptibilidad (factor desencadenante lluvia) la zona tiene una susceptibilidad alta a muy alta. Se identificaron procesos de remoción en masa en el talud superior de la vía ocurridos desde el 2014 cuyo posterior flujo de detritos ha afectado en varias ocasiones la mesa y el talud inferior de la vía. Tiene aproximadamente 140 m de ancho, la superficie del deslizamiento no afecto la mesa de la vía. En la cabecera del talud no se observan un sistema de drenaje para impedir el ingreso de escorrentías desde la zona alta de la microcuenca. Las precipitaciones ocurridas en la época invernal es el detonante del deslizamiento. Geológicamente, en esta zona afloran sedimentos turbidíticos (limolitas, lutitas y chert de la formación Apagua). Se realizaron varias investigaciones geológicas y geotécnicas como clasificaciones del macizo rocoso, resistencia al esclerómetro de la roca intacta y de las juntas mostradas en la Tabla N° 31, Tabla N° 32, y Tabla N° 33 base

para analizar la estabilidad del talud bajo los criterios de Hoek & Brown generalizado tanto para escenarios estáticos como pseudo-estáticos.

4.2 MECANISMO DE DESLIZAMIENTO EN ROCA

Deslizamientos en rocas incluyen algunos de los más comunes y destructivos procesos que afectan a los taludes como: caídas de rocas o avalanchas de rocas. Los volúmenes característicos, velocidad, distancias de desplazamiento y frecuencias del movimiento de la masa de roca varían en varios niveles de magnitud (Brideau & Roberts, 2022). El entendimiento de estos fenómenos requiere el análisis de múltiples atributos. La caracterización del macizo rocoso requiere estudios de las propiedades mecánicas de la roca intacta, orientación y condiciones de las discontinuidades geológicas, historia geológica de la masa de roca, clima y topografía de la pendiente y cualquier evento tectónico y procesos geomorfológicos que afecta las condiciones de estabilidad (Brideau & Roberts, 2022; Jaboyedoff et al., 2013).

Las condiciones de estabilidad en pendientes de roca pueden ser divididas en tres categorías: estructuras en el macizo rocoso, resistencia al corte de la roca intacta y resistencia al corte del macizo rocoso. Siendo la resistencia al corte del macizo rocoso fracturado uno de los parámetros más críticos. El criterio de Hoek – Brown se desarrolló como un medio para estimar la resistencia del macizo rocoso a escala de afloramiento (Eberhardt, 2012).

El criterio de falla de Hoek & Brown se deriva de los resultados de las investigaciones de fallamiento frágil en rocas intactas desarrollado por Hoek (1965) y el estudio modelos de comportamiento del macizo en rocas fracturadas desarrollado por Brown (1970).

El criterio de falla de Hoek – Brown y el GSI asociado han ganado una amplia aceptación como herramienta para la determinación de esfuerzos y deformaciones en macizos altamente fracturados (Hoek & Brown, 2019).

4.2.1 CRITERIO DE HOEK – BROWN GENERALIZADO

El criterio generalizado de Hoek – Brown para la estimación de la resistencia de macizo rocoso fue introducido por Hoek (1994) y se expresa como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde:

σ_1 , σ_3 , σ_{ci} son esfuerzos principales mayor, menor y resistencia a la compresión simple, respectivamente.

m_b , s , a son constantes de la masa de roca y viene dado por las siguientes expresiones:

$$m_b = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right]$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

Donde, para rocas intactas, las constantes de material vienen dadas por m_i , $s=1$, $a=0.5$; D es el factor de disturbancia para el cual el macizo ha sido sometido a daños por explosión y relajación de estrés.

Originalmente, el GSI se obtenía a partir del RMR de Bieniawski. [Hoek \(1994\)](#) introdujo una forma de estimación del GSI. En el gráfico de esfuerzo principal mayor versus esfuerzo principal menor se observa que el σ_{ci} establece la escala de la curva de la falla de la resistencia del macizo rocoso; mientras que, los parámetros m_b , s , a definen la forma de la curva ([Hoek & Brown, 2019](#)).

En la Figura N° 26 se muestra el rango de aplicación del criterio de Hoek-Brown, desde la zona de no confinamiento hasta la transición de comportamiento frágil a dúctil.

En la Figura N° 27 se muestra un enfoque práctico para el uso de los criterios de Hoek – Brown. En los casos donde no es aplicable el GSI las fallas de taludes estarán controladas por la geometría tridimensional de la intersección de las familias de discontinuidades. Por lo tanto, los análisis de estabilidad de talud se llevarán a cabo mediante análisis de bloques o cuñas ([Hoek & Brown, 2019](#)).

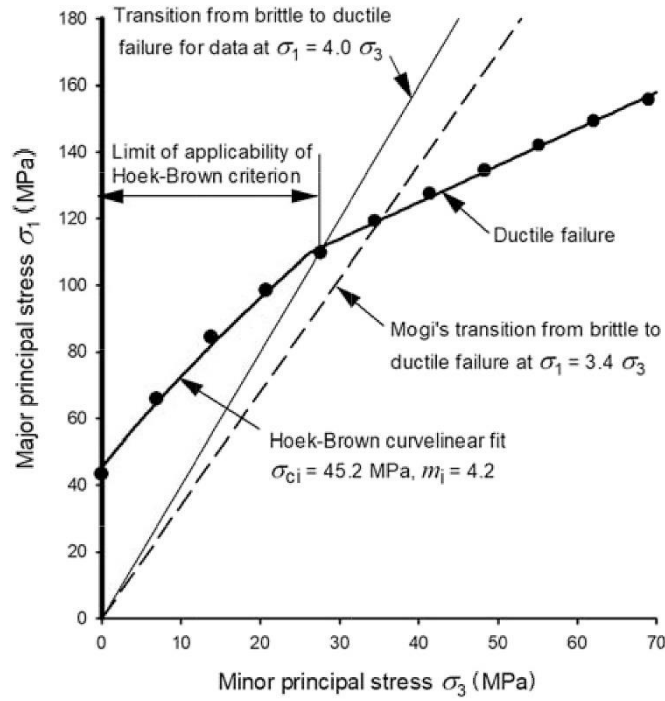


Figura N° 26.- Límite de aplicabilidad de los criterios de Hoek – Brown (Hoek & Brown, 2019).

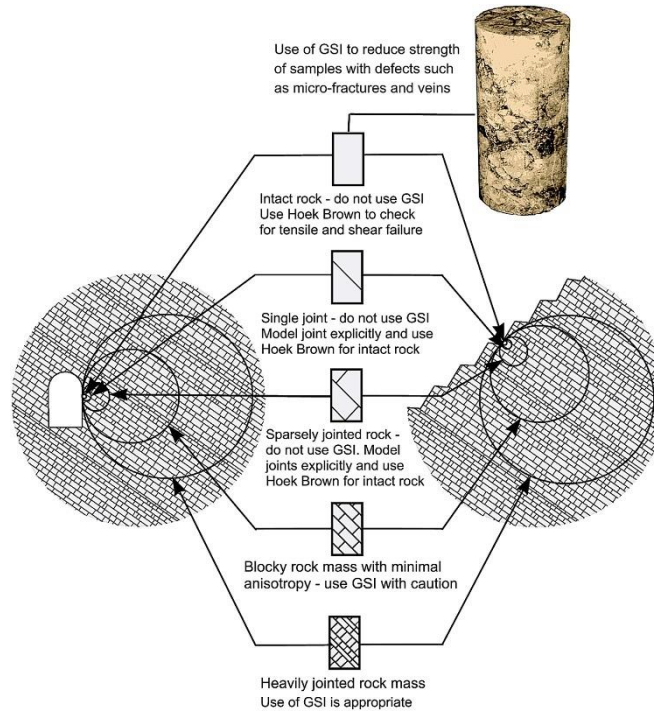
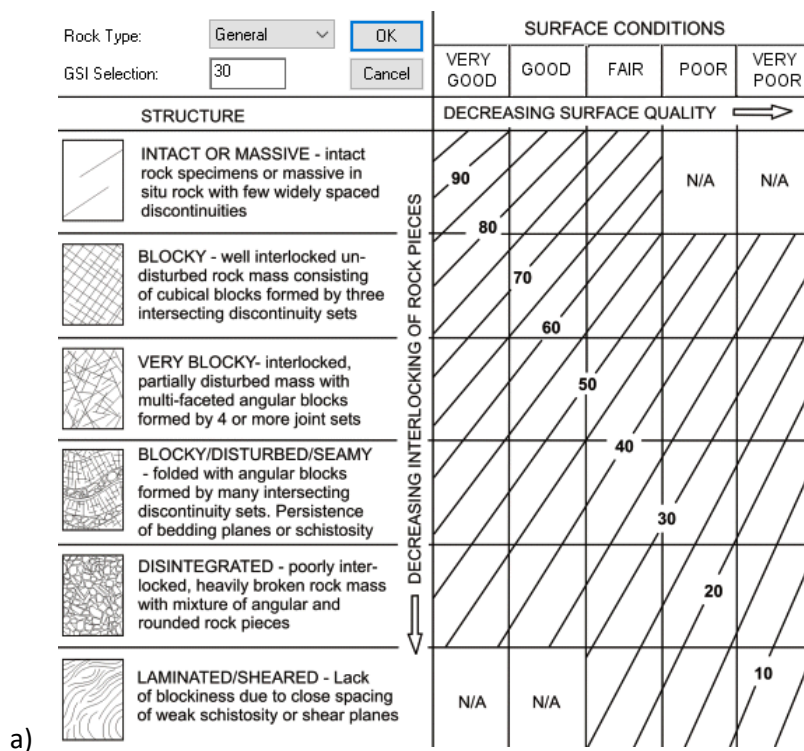


Figura N° 27.- Efectos de escala y caracterización de macizo rocoso (Brown & Hoek, 1980).

El criterio del GSI se emplea en rocas fracturadas con mínima anisotropía y en rocas altamente fracturadas. No se recomienda su uso en macizos rocosos intactos, o cuando su grado de fracturamiento sea leve. Por ejemplo, una familia de juntas, juntas muy separadas, etc.

En la Figura N° 28 se muestran las cartas propuestas para la determinación del GSI en macizos rocosos. En la sección **a**, [Hoek & Marinos \(2000\)](#) proponen una carta general para el GSI basada en el grado de estructuración de la roca y en las condiciones de las superficies. En la sección **b**, [Marinos \(2007\)](#) enriquece la determinación del GSI con una carta orientada a rocas del tipo flysch, en la que se analiza la composición y estructuración, respecto a las condiciones de las superficies de las discontinuidades.



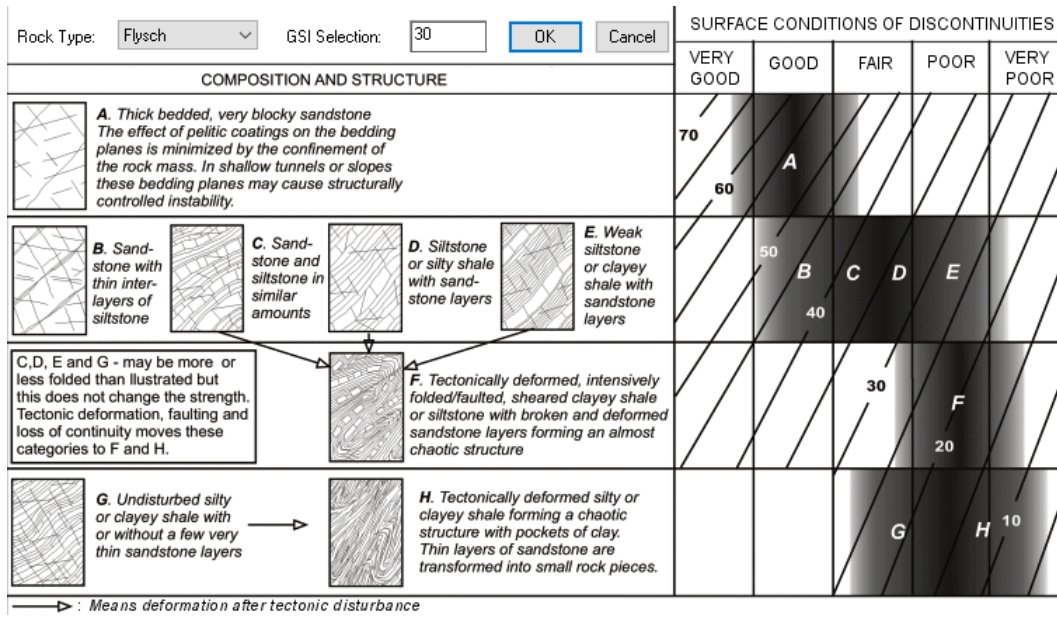


Figura N° 28.- a) Carta de GSI básico (Hoek & Marinos, 2000). b) Carta de GSI para sedimentos tipo flysch (Marinos, 2007).

En la Figura N° 29, se muestra una carta que orienta la determinación de grado de disturbancia en taludes propuesta por Rose (2018).

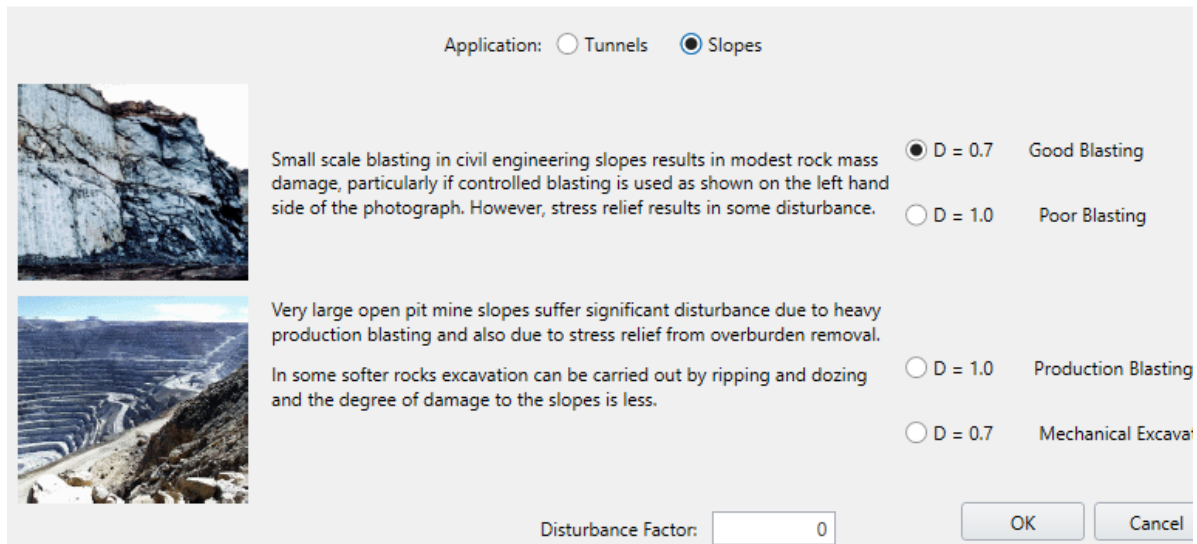


Figura N° 29.- Valores de factor D, Disturbancia en taludes. (Rose et al., 2018)

4.3 CASO DE ESTUDIO TALUD EN ROCA

La Figura N° 30 resume la metodología empleada para la evaluación del talud en roca. Este sitio se analizó en base métodos empíricos orientados a determinar la calidad del macizo rocoso como: el Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski y el índice de calidad de roca Q de Barton.

Al contar con la información del estado y orientación de las juntas del macizo se realizó análisis cualitativos de estabilidad del talud a través del análisis cinemático para los diferentes mecanismos de falla: planar, en cuña, y en vuelco.

Además, se empleó métodos analíticos para evaluar la estabilidad general del macizo rocoso para un mecanismo de falla circular. Se priorizó los métodos de equilibrio límite, frente a los métodos de elementos finitos por la calidad y cantidad de datos disponibles.

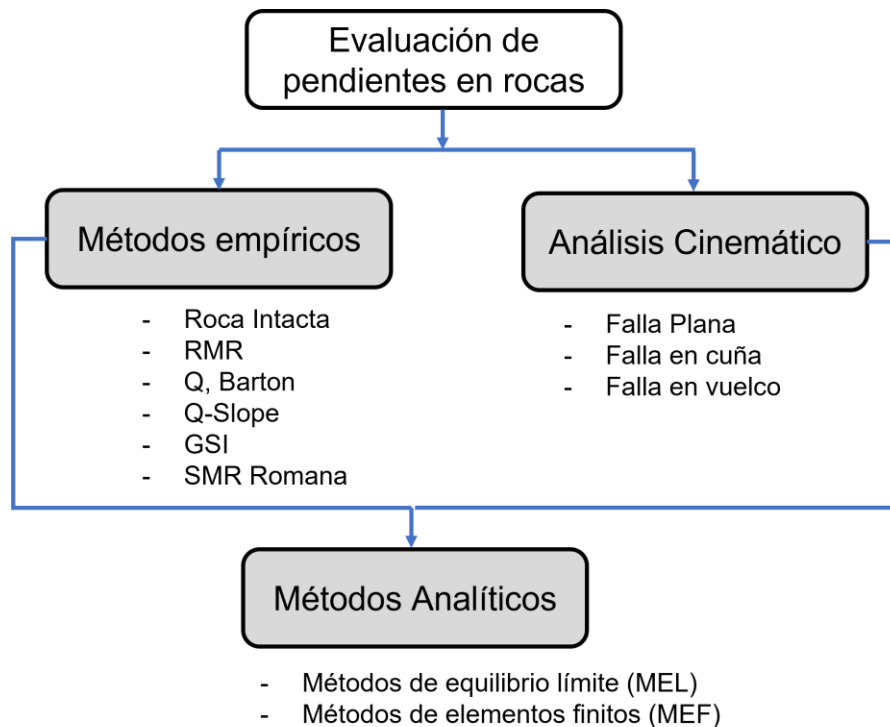


Figura N° 30.- Esquema de evaluación de estabilidad de taludes en roca.

4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Figura N° 31 se presenta un análisis multi-temporal de fotografías aéreas que permiten evaluar la evolución del deslizamiento. En la fotografía **a**, del 27 de julio del 2014, se observa el inicio de un deslizamiento en la abscisa 92+700.

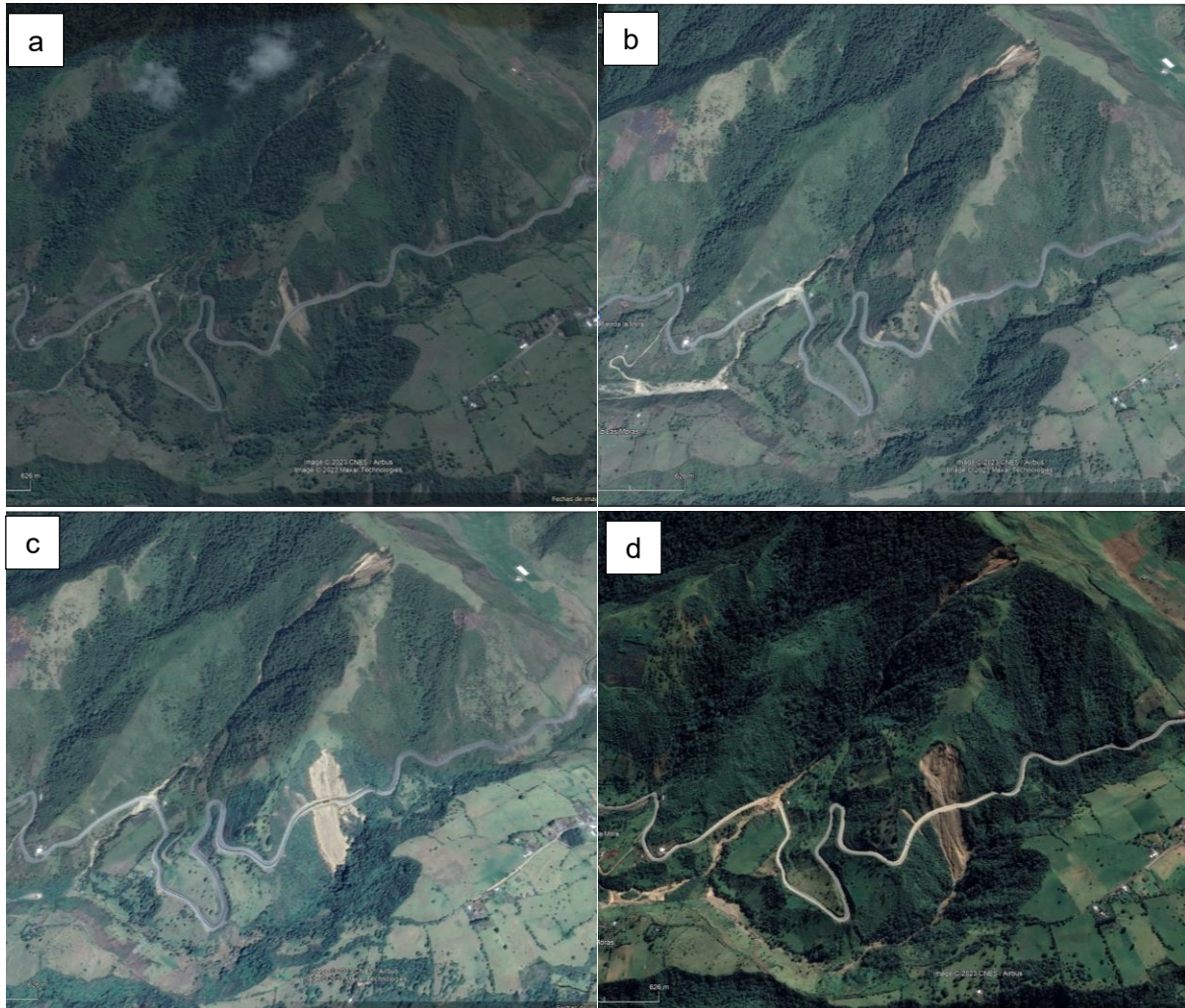


Figura N° 31.- Fotografías aéreas multi-temporales del deslizamiento. a) fotografía del 21/07/2014, b) fotografía del 19/11/2016, c) fotografía aérea del 24/08/2019; y, d) fotografía del 07/06/2021. Fuente: Google Earth.

En la fotografía **b**, del 19 de noviembre del 2016, se generó otro frente de deslizamiento pocos metros hacia el W. Además, se evidencia el inicio de un importante deslizamiento

en la parte alta de la montaña cuyos flujos de detritos ya empezaron a afectar el puente del río Tinieblas ubicado algunos kilómetros más adelante en sentido hacia La Mana.

En la fotografía **c**, del 24 de agosto del 2019, se observa un importante avance en el frente del deslizamiento en la abscisa 92+700. El deslizamiento de la parte alta presenta una relativa estabilidad entre el periodo de la fotografía **b** y **c**.

En la fotografía **d**, del 07 de junio del 2021, en el deslizamiento de la abscisa 92+700 se profundiza las evidencias y geomorfológicamente se delimita la corona del deslizamiento en la línea divisoria de aguas.

En la Figura N° 32 se presenta las ubicaciones de las estaciones geomecánicas levantadas en campo en todo el ancho del deslizamiento.

En las estaciones geomecánicas se levantó información que permita determinar la calidad del macizo rocoso. Determinando así el RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton, además del GSI. La resistencia de las juntas y de la roca intacta se obtuvo mediante el número de golpes con el martillo de Schmidt.

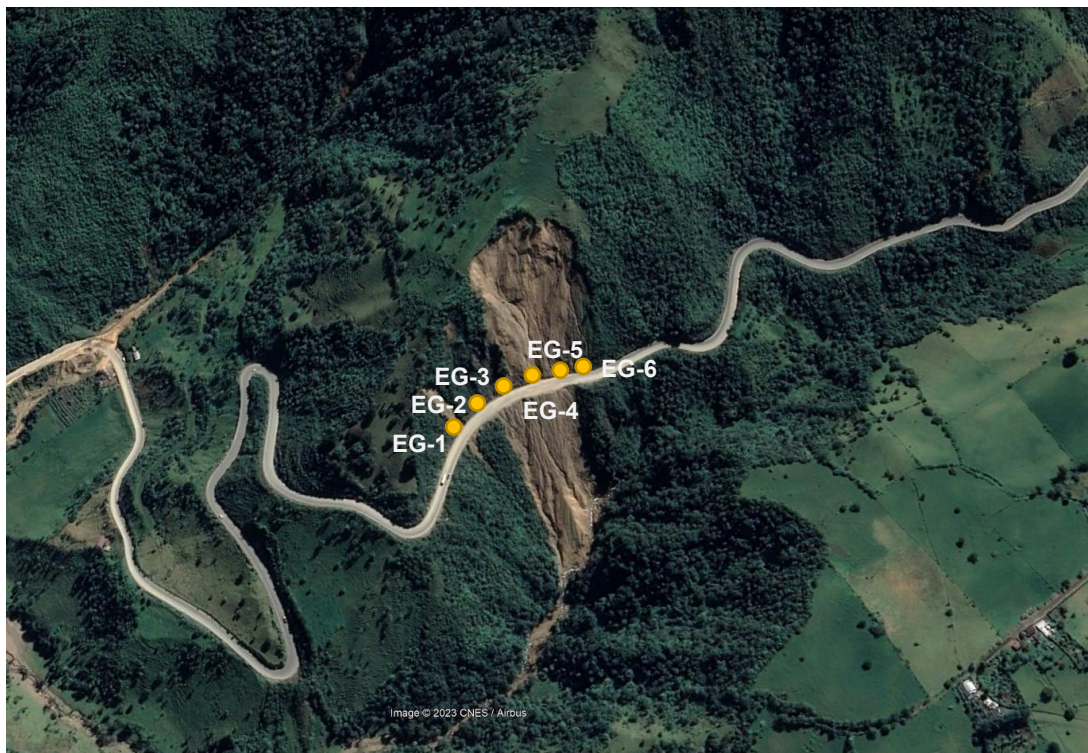


Figura N° 32.- Ubicación de las estaciones geomecánicas en el deslizamiento

En la Figura N° 33 se muestra la fotogrametría del talud para cada estación geomecánica. Geológicamente, el talud consiste en intercalaciones centimétricas de limolitas, lutitas y niveles de chert altamente deformados. La estratificación tiene un rumbo andino y buzamientos sub-verticales. En ciertas partes del talud se observó incluso estructuras de clivaje, lo que denota el grado de deformación del macizo, producto de los múltiples eventos de acreción de los terrenos alóctonos a la placa sudamericana. En el talud se llegó a determinar hasta 7 familias de juntas con diferentes comportamientos geomecánicos.





Figura N° 33.- Restituciones fotográficas 3D del talud. a) Estación Geomecánica 1 (EG-1), b) EG-2, c) EG-3, d) EG-4, e) EG-5, f) EG-6.

En la Tabla N° 31 y Tabla N° 32 se muestran las clasificaciones geomecánicas para las 6 estaciones levantadas en campo.

En la estación geomecánica 1, ubicada en el extremo occidental del talud, la resistencia a la compresión simple se estimó valores mínimos entre 5 y 20 MPa y valores máximos entre 25 y 50 MPa. Por lo tanto, el RMR1 fluctúa entre 2 y 4. El RMR2 que relaciona el grado de fracturamiento del macizo rocoso fluctúa entre 7 y 9. El RMR3 espaciamiento de las fracturas tiene un valor entre 6 y 8. En base a las condiciones de las fracturas en lo referente a persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración el RMR4 tiene un valor entre 13 y 17. No se observó presencia de agua en el afloramiento por lo que el

RMR5 tiene un valor de 15. El RMR básico del macizo rocoso fluctúa entre 43 y 53, una calidad media. El índice (RQD/Jn) que determina el tamaño de los bloques relacionando la calidad de la roca con el número de juntas varía de 2.4 a 2.3. El índice (Jr/Ja) que determina la resistencia al corte entre bloques relacionando los coeficientes de rugosidad y alteración de juntas varía de 2.4 a 1. La influencia del estado tensional (Jw/SRF) que relaciona los coeficientes reductores por presencia de agua y presencia de tensiones está en 1.0. El índice de calidad de roca Q fluctúa de 1.8 a 2.3. Por lo tanto, macizo rocoso de mala calidad.

El RMR corregido a la dirección y corte del talud fluctúa entre 18 y 28. Por lo tanto, el macizo rocoso tiene una calidad de roca de mala a muy mala.

El RMR básico para la estación geomecánica 2 se estimó entre 37 y 49, rocas de calidad media. El índice Q varía de 1.3 a 2.3 rocas de calidad pobre, según los criterios de Barton (2002). El RMR corregido al corte de talud es de 12 a 24, calidad de muy mala a mala.

El RMR básico para la estación geomecánica 3 se estimó entre 41 y 53, rocas de calidad media. El índice Q varía de 1.8 a 2.3 rocas de calidad pobre, según los criterios de Barton (2002). El RMR corregido al corte de talud es de 18 a 28, calidad de muy mala a mala.

El RMR básico para la estación geomecánica 4 se estimó entre 41 y 53, rocas de calidad media. El índice Q varía de 1.3 a 3.1 rocas de calidad pobre, según los criterios de Barton (2002). El RMR corregido al corte de talud es de 18 a 28, calidad de muy mala a mala.

El RMR básico para la estación geomecánica 5 se estimó entre 41 y 58, rocas de calidad media. El índice Q varía de 1.7 a 2.8 rocas de calidad pobre, según los criterios de Barton (2002). El RMR corregido al corte de talud es de 16 a 33, calidad de muy mala a mala.

El RMR básico para la estación geomecánica 6 se estimó entre 47 y 54, rocas de calidad media. El índice Q varía de 1.3 a 3.1, rocas de calidad pobre, según los criterios de Barton (2002). El RMR corregido al corte de talud es de 17 a 31, calidad de muy mala a mala.

Tabla N° 31.- Clasificaciones Geomecánicas del deslizamiento.

| | | EG-1 | | | | EG-2 | | | | EG-3 | | | |
|---------------|---|----------------------|-------|----------------------|-------|----------------------|-------|----------------------|-------|----------------------|-------|----------------------|-------|
| | | Valoración Mínima | | Valoración Máxima | | Valoración Mínima | | Valoración Máxima | | Valoración Mínima | | Valoración Máxima | |
| | | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor |
| RMR 1 | Resistencia (Martillo de geólogo) (MPa) | 5-25 | 2 | 25-50 | 4 | 5-25 | 2 | 5-25 | 2 | 5-25 | 2 | 25-50 | 4 |
| RMR 2 | Fracturas/metro lineal (l) | 22 | | 18 | | 22 | | 18 | | 22 | | 18 | |
| | RQD | 35 | 7 | 46 | 9 | 35 | 7 | 46 | 9 | 35 | 2 | 46 | 9 |
| RMR 3 | Espaciado (mm) | 60 | 6 | 200 | 8 | 60 | 6 | 200 | 8 | 60 | 7 | 200 | 8 |
| | Persistencia | 3-10m | 2 | 3-10m | 2 | 3-10m | 2 | 3-10m | 2 | 3-10m | 6 | 1-3m | 4 |
| RMR4 | Apertura | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 2 | 1-5mm | 1 |
| | Rugosidad | Suave | 1 | Rugosa | 5 | Suave | 1 | Suave | 5 | Suave | 1 | Rugosa | 5 |
| | Relleno | Ninguno | 6 | Ninguno | 6 | Blando | 2 | Blando | 6 | Ninguno | 1 | Ninguno | 6 |
| | Alteración | Mod. Alt | 3 | Modl Alt | 3 | Muy Alt. | 1 | Muy Alt. | 1 | Muy Alt. | 6 | Muy Alt. | 1 |
| | Suma | | 13 | | 17 | | 7 | | 15 | | 1 | | 17 |
| RMR 5 | Presencia de agua | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 |
| RMR Básico | | | 43 | 53 | | 37 | 49 | | 41 | 53 | | | |
| | RQD/Jn | 35/15 | 2.4 | 46/20 | 2.3 | 35/20 | 1.8 | 46/20 | 2.3 | 35/15 | 2.4 | 46/20 | 2.3 |
| Índice Q | Jr/Ja | 15/20 | 2.4 | 2/2 | 1 | 1.5/2 | 0.8 | 2/2 | 1 | 1.5/2 | 0.8 | 2/2 | 1 |
| (Barton 2002) | Jw/SRF | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 |
| | Q básico | | 1.8 | | 2.3 | | 1.3 | | 2.3 | | 1.8 | | 2.3 |
| | RMR desde Q | | 49 | | 52 | | 47 | | 52 | | 49 | | 52 |
| RMR Corregido | | | 18 | 28 | | 12 | 24 | | 18 | 28 | | | |

Tabla N° 32.- Clasificaciones geomecánicas del deslizamiento (continuación).

| | | EG-4 | | | | EG-5 | | | | EG-6 | | | |
|------------------------|---|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|
| | | Valoración Mínima | | Valoración Máxima | | Valoración Mínima | | Valoración Máxima | | Valoración Mínima | | Valoración Máxima | |
| | | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor | Datos | Valor |
| RMR 1 | Resistencia (Martillo de geólogo) (MPa) | 5-25 | 2 | 25-50 | 4 | 5-25 | 2 | 50-100 | 7 | 50-100 | 7 | 50-100 | 7 |
| RMR 2 | Fracturas/metro lineal (l) | 22 | | 18 | | 18 | | 15 | | 22 | | 18 | |
| | RQD | 35 | 7 | 46 | 9 | 46 | 9 | 56 | 11 | 35 | 7 | 46 | 9 |
| RMR 3 | Espaciado (mm) | 60 | 6 | 200 | 8 | 60 | 6 | 200 | 8 | 59 | 6 | 200 | 8 |
| | Persistencia | 3-10m | 2 | 1-3m | 4 | 3-10m | 2 | 1-3m | 4 | 3-10m | 2 | 1-3m | 4 |
| RMR4 | Apertura | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 | 1-5mm | 1 |
| | Rugosidad | Suave | 1 | Rugosa | 5 | Suave | 1 | Rugosa | 5 | Suave | 1 | Rugosa | 5 |
| | Relleno | Ninguno | 6 | Ninguno | 6 | Duro | 4 | Ninguno | 6 | Blando | 2 | Ninguno | 6 |
| | Alteración | Mut Alt. | 1 | Muy Alt. | 1 | Muy Alt. | 1 | Muy Alt. | 1 | Muy Alt. | 1 | Muy Alt. | 1 |
| | Suma | | 11 | | 17 | | 9 | | 17 | | 7 | | 17 |
| RMR 5 | Presencia de agua | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 | Seco | 15 |
| RMR Básico | | | 41 | | 53 | | 41 | | 58 | | 42 | | 56 |
| | RQD/Jn | 35/20 | 1.8 | 46/15 | 3.1 | 46/20 | 2.3 | 56/15 | 3.7 | 35/20 | 1.8 | 46/15 | 3.1 |
| Índice Q (Barton 2002) | Jr/Ja | 1.5/2 | 0.8 | 2/2 | 1 | 1.5/2 | 0.8 | 1.5/2 | 0.8 | 1.5/2 | 0.8 | 2/2 | 1 |
| | Jw/SRF | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 | 1/1 | 1 |
| | Q básico | | 1.3 | | 3.1 | | 1.7 | | 2.8 | | 1.3 | | 3.1 |
| | RMR desde Q | | 47 | | 54 | | 49 | | 53 | | 47 | | 54 |
| RMR Corregido | | | 16 | | 28 | | 16 | | 33 | | 17 | | 31 |

En general, la calidad del macizo rocoso en base a la metodología del RMR corregido tiene una calidad de mala a muy mala; y, de mala en base a la metodología de índice de calidad de roca de Barton.

En la Tabla N° 33 se muestra la respuesta al martillo de Schmidt del macizo rocoso. En base a la determinación de R y r se obtuvo la resistencia de la roca intacta y la resistencia al corte de las juntas. Los valores de resistencia de la roca intacta varían de aproximadamente 16 MPa a valores incluso mayores a 70 MPa. Esta respuesta se debe a la naturaleza de la formación Apagua que se caracteriza por tener intercalaciones de limolitas, lutitas, chert, rocas con diversos comportamientos geomecánicos.

La resistencia al corte tiene valores entre 10 MPa y 68 MPa. Esta variación se debe a que las juntas ocurren a lo largo de diferentes litologías, siendo las menos resistentes las juntas que se desarrollan a lo largo de las lutitas y las de mayor resistencia las juntas en niveles de chert.

Tabla N° 33.- Respuesta al martillo de Schmidt del macizo rocoso en las diferentes estaciones geomecánicas.

| Datos | EG-1 | | EG-2 | | EG-3 | | EG-4 | | EG-5 | | EG-6 | |
|-----------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|----|
| | R | r | R | r | R | r | R | r | R | r | R | r |
| 1 | 44 | 24 | 18 | <10 | 39 | 22 | 39 | 22 | 69 | 55 | >70 | 22 |
| 2 | 44 | 21 | 17 | <10 | 38 | 22 | 38 | 22 | 68 | 54 | >70 | 22 |
| 3 | 44 | 20 | 16 | <10 | 38 | 20 | 38 | 20 | 67 | 54 | >70 | 20 |
| 4 | 43 | 20 | 15 | <10 | 30 | 18 | 30 | 18 | 62 | 53 | >70 | 18 |
| 5 | 41 | 19 | 14 | <10 | 30 | 14 | 30 | 14 | 62 | 52 | >70 | 14 |
| 6 | 43 | 17 | 14 | <10 | 26 | 14 | 26 | 14 | 61 | 52 | >70 | 14 |
| 7 | 39 | 17 | 13 | <10 | 26 | 14 | 26 | 14 | 60 | 48 | >70 | 14 |
| 8 | 38 | 16 | 13 | <10 | 24 | 12 | 24 | 12 | 58 | 38 | >70 | 12 |
| 9 | 35 | 16 | 12 | <10 | 24 | 12 | 24 | 12 | 56 | 36 | >70 | 12 |
| 10 | 34 | 14 | 12 | <10 | 24 | 12 | 24 | 12 | 56 | 34 | >70 | 12 |
| Mean | 43.2 | 24.5 | 16 | n/a | 35 | 19.5 | 35 | 19.2 | 65.5 | 53.6 | >70 | 19 |
| UCS (MPa) | 46 | | 16 | | 31 | | 35 | | >70 | | >70 | |
| JCS (MPa) | 16 | | n/a | | 10 | | 10 | | 68 | | 10 | |

4.4.1 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL TALUD

La proyección estereográfica de las familias de juntas identificadas en el macizo rocoso se muestra en la Figura N° 34. De los 46 datos estructurales levantados en campo se identificó 6 familias de juntas y aleatorias. La familia 1 con la orientación (DIP/ DIP Direction) de 74/126. La familia de juntas 2 con orientación (80/93). La familia de juntas 3 con orientación (75/177). La familia de juntas 4 con orientación (49/198). La familia de juntas 5 con orientación (60/226). La familia de juntas 6 con orientación (51/39). El macizo rocoso está altamente fracturado; por lo que, el uso del criterio de Hoek & Brown es plenamente justificado.

En la zona de estudio se identificó dos orientaciones preferenciales para las pendientes naturales. La pendiente 1 con un buzamiento de 45° y una dirección de buzamiento de 250°. La pendiente 2 con un buzamiento de 56° y una dirección de buzamiento de 140°.

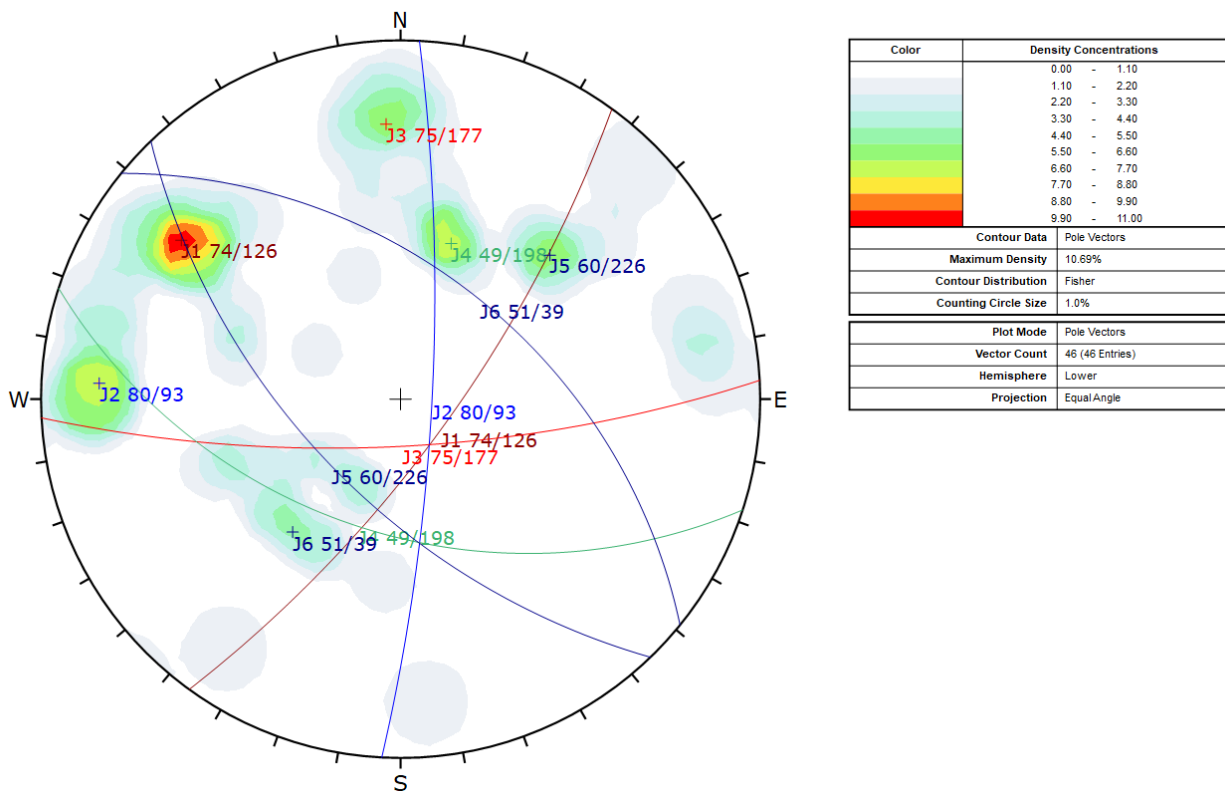


Figura N° 34.- Red estereográfica de las juntas identificadas en el talud.

En la Figura N° 35 se muestra el análisis cinemático de las familias de juntas para la pendiente 1 (inclinación de 45°; y, dirección de buzamiento de 250°). Para el mecanismo de falla planar no se observan planos críticos. Para el mecanismo de falla en cuña se observan 18 intersecciones críticas; mientras que, para el sistema de falla en vuelco se observan 3 polos críticos.

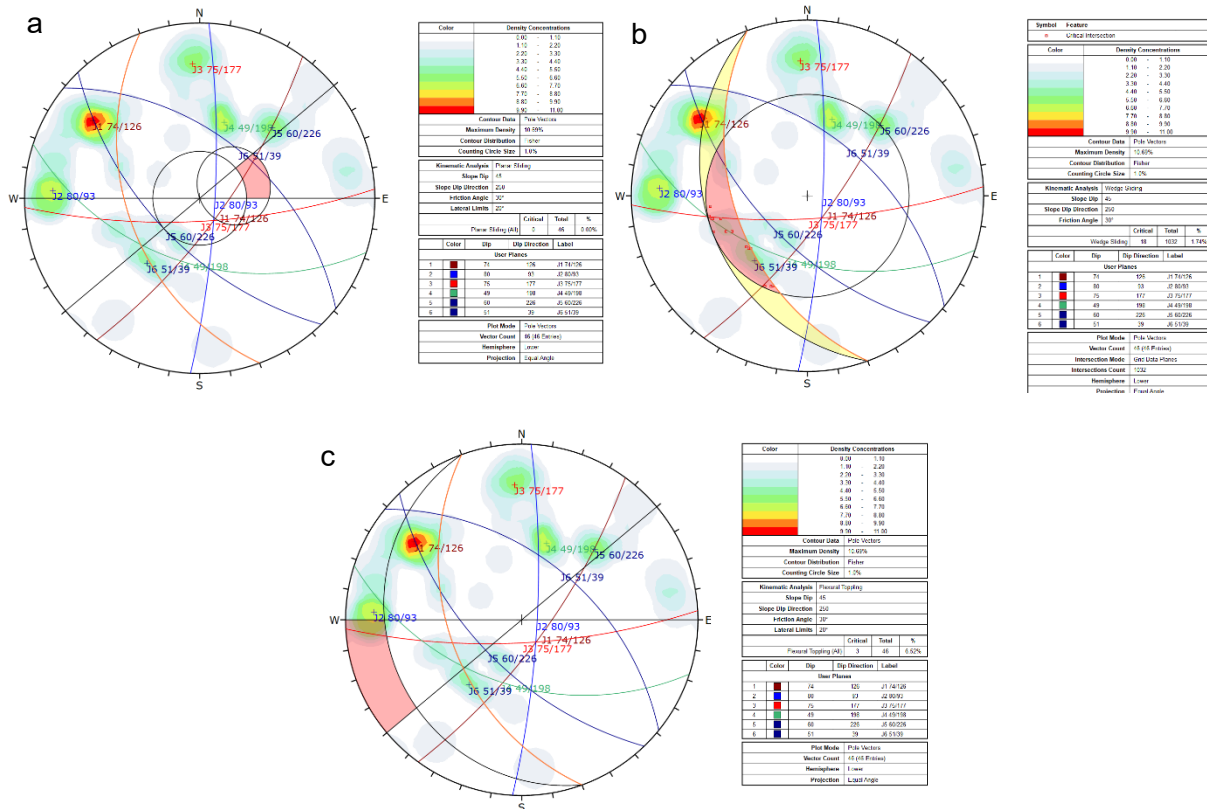


Figura N° 35.- Análisis cinemático de las familias de juntas identificadas en el talud para un corte (DIP/DIP DIRECTION) 45/250. (a) falla planar, b) falla en cuña, c) falla en vuelco).

En la Figura N° 36 se muestra el análisis cinemático de las familias de juntas para la pendiente 2 (inclinación de 56°; y, dirección de buzamiento de 140°). Para el mecanismo de falla planar se observan 2 planos críticos. Para el mecanismo de falla en cuña se observan 50 intersecciones críticas; mientras que, para el sistema de falla en vuelco no se observan polos críticos.

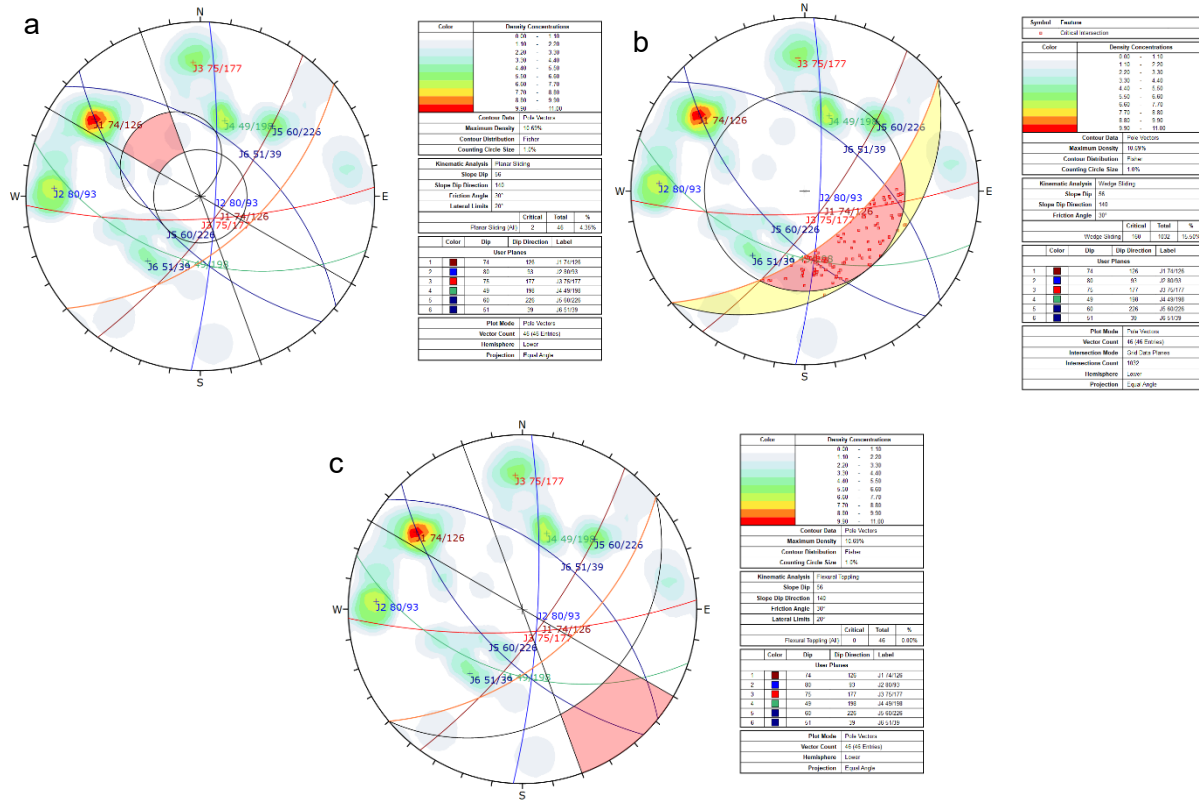


Figura N° 36.- Análisis cinemático de las familias de juntas identificadas en el talud para un corte (DIP/DIP DIRECTION) 56/140. (a) falla planar, b) falla en cuña, c) falla en vuelco

En base al grado de fracturamiento del macizo, espaciamiento de las juntas y resistencia al corte de las juntas. La estabilidad del talud debe analizarse en base a la falla general del sistema en lugar de priorizar el análisis cuantitativo de cada mecanismo de falla planar, en cuña y vuelcos.

4.4.2 ESTABILIDAD DEL TALUD PARA FALLA CIRCULAR

La estabilidad de talud para falla circular se analizó de forma analítica empleando métodos de equilibrio límite según Morgenstern-Price. El modelo constitutivo empleado en el análisis es el criterio de Hoek-Brown generalizado. Para el modelo geotécnico se definió un modelo de dos capas. Estas capas se definieron en base a criterios de meteorización del macizo rocoso y grado de alteración ocurridos al momento de la construcción de la vía.

Para la capa 1 con un espesor de aproximado de entre 7 y 10 metros se usó el criterio de Hoek – Brown generalizado y se estimó un peso específico de 20 kN/m³, una resistencia a la roca intacta de 35 MPa, un GSI de 30, mi de 6 y factor de alteración de 0.7.

La capa 2, más profunda con menor grado de alteración, se empleó el criterio de Hoek – Brown generalizado, un peso específico similar a la capa 1. La resistencia a la compresión es mayor a la capa 1 por encontrarse menos meteorizada. Un GSI de 35 por mejores condiciones de las condiciones de las juntas. Un mi de 9 y un factor de alteración de 0 por no tener efectos de daño por procesos de excavación. En la Tabla N° 34 se resume los parámetros geotécnicos empleados en el cálculo del factor de seguridad.

Tabla N° 34.- Parámetros geomecánicos ingresados en el software SLIDE2 (Rocscience) para el talud.

| Capa | Modelo | Peso específico kN/m ³ | UCS (intacto) kPa | GSI | mi | D |
|------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|-----|----|-----|
| 1 | Criterio de Hoek-Brown Generalizado | 20 | 35000 | 30 | 6 | 0.7 |
| 2 | Criterio de Hoek-Brown Generalizado | 20 | 50000 | 35 | 9 | 0 |

En la Figura N° 37 se muestra el análisis estático de estabilidad de un talud tipo. En la sección **a**, se muestran los resultados de factor de seguridad para un escenario completamente saturado. En la sección **b**, se muestra los resultados de factor de seguridad para un escenario no saturado; y, en la sección **c**, se presenta un escenario parcialmente saturado confinado a la capa 2; es decir, la capa 1 no tiene presión de poros.

El factor de seguridad para el escenario estático no saturado es de 1.976. Para el escenario parcialmente saturado el factor de seguridad es de 1.659; mientras que, para el escenario saturado el factor de seguridad es de 0.784. En los tres casos la superficie crítica se circunscribe a la capa 1. Es decir, el deslizamiento ocurre en la capa meteorizada y alterada.

De este análisis se observa que el factor de seguridad decrece considerablemente en relación con la posición del nivel freático. El talud tiende a fallar en múltiples estados con saturaciones parciales de la capa 1 y fallaría por completo con una saturación total. De lo observado en este talud, la inestabilidad se ha producido en múltiples etapas y viene acompañado de un flujo de detritos que afecta la mesa del talud y el talud inferior.

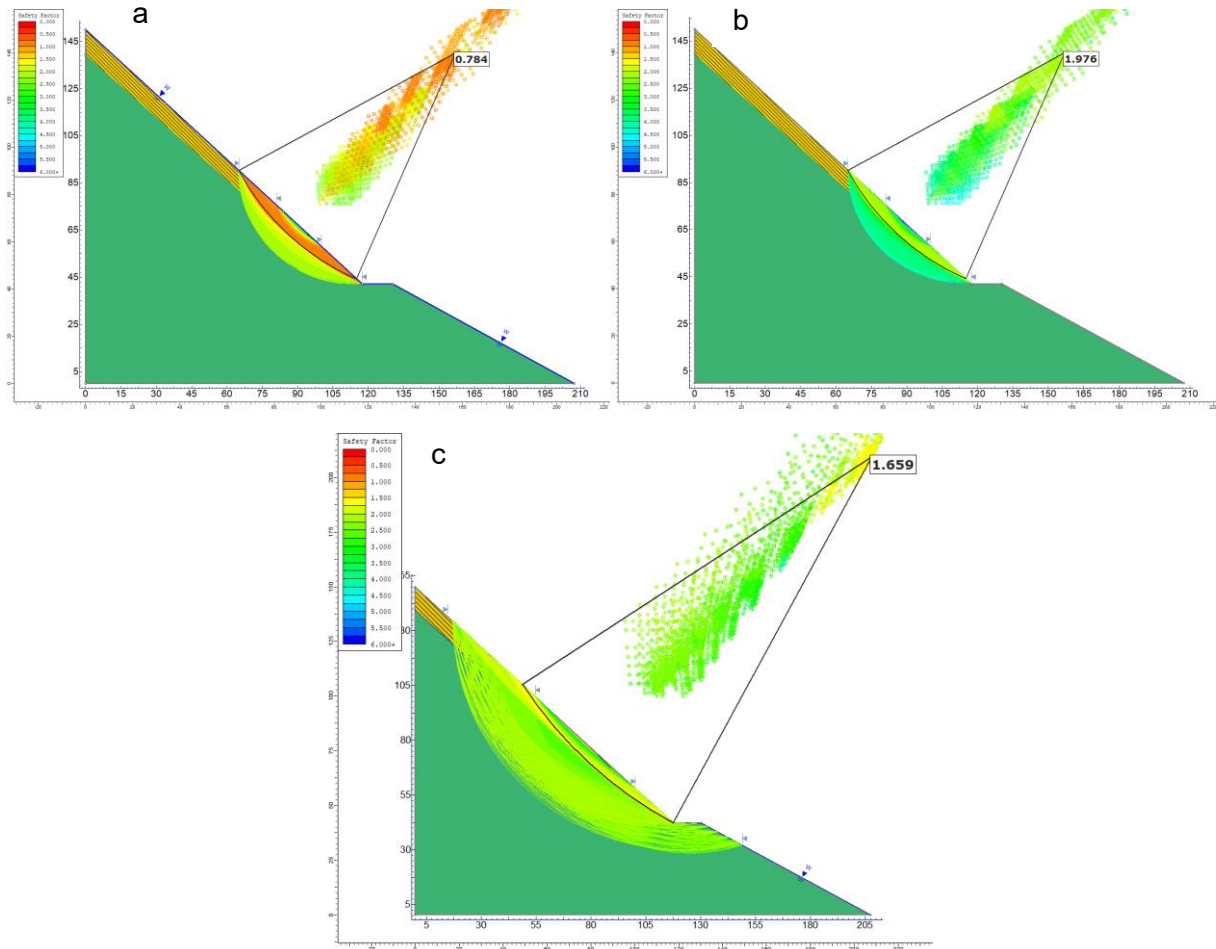


Figura N° 37.- Análisis estático de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite (Morgenstern – Price) para diferentes escenarios de presión de poros: a) escenario completamente saturado; b) escenario no saturado; y, c) escenario con el nivel freático abatido.

En la Figura N° 38 se muestra el análisis pseudo-estático de estabilidad de taludes para una aceleración sísmica de 0.25g. En el caso **a**, se analiza para un escenario no saturado; mientras que, en el caso **b** se analiza para un caso completamente saturado.

El factor de seguridad para el escenario pseudo-estático completamente saturado es 0.259. En contraste, con el factor de seguridad bajo el escenario saturado en el cual el factor de seguridad se incrementa a 1.306.

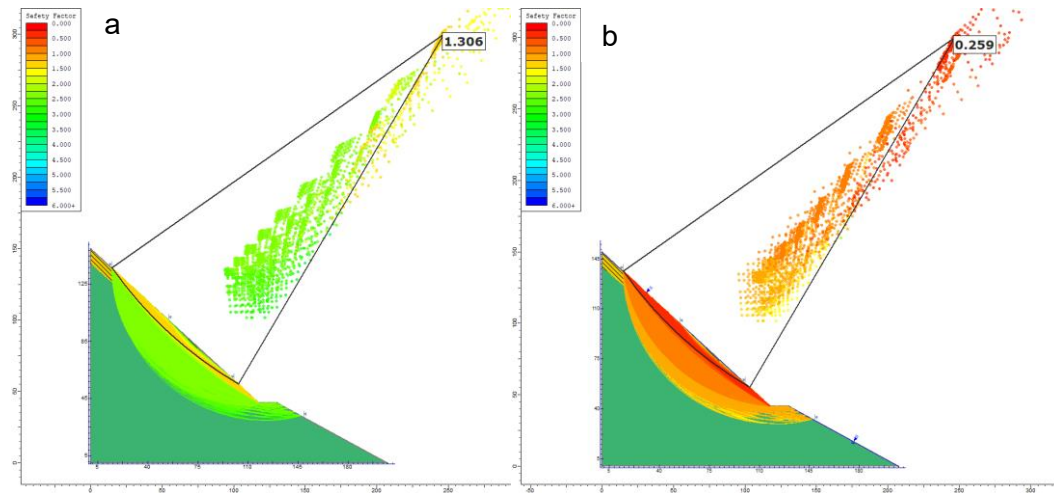


Figura N° 38.- Análisis pseudo estático de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite (Morgenstern – Price) para los escenarios a) no saturado; y, b) saturado.

En la Tabla N° 35 se muestra un resumen de los factores de seguridad para diferentes niveles de saturación de agua bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas.

El escenario pseudo-estático saturado es el más crítico con un factor de seguridad de 0.259. Mientras que, el factor de seguridad en el escenario estático saturado está en 0.784. Por lo que, la precipitación es el factor detonante más relevante para la inestabilidad.

Incrementos en presión de poros afectan la estabilidad del talud. El drenaje del agua en el talud reduce el peso de la masa deslizante y al mismo tiempo, aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poros e incrementar los esfuerzos efectivos.

Tabla N° 35.- Factores de seguridad para diferentes escenarios estáticos y pseudoestáticos

| Escenario | Factor de seguridad |
|--------------------------------|----------------------------|
| Estático saturado | 0.784 |
| Estático no saturado | 1.976 |
| Estático parcialmente saturado | 1.659 |
| Pseudo estático no saturado | 1.306 |
| Pseudo estático saturado | 0.259 |

Para este talud como medida de mitigación se recomienda implementar cunetas de coronación y la instalación de drenes y subdrenes en el talud con la finalidad de reducir la acumulación de agua en el talud.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para finalizar el estudio se proponen las siguientes conclusiones y recomendaciones sobre los mapas de susceptibilidad de la vía Zumbahua – La Maná, y sobre la estabilidad de los taludes en las zonas críticas tanto en suelo como en roca mencionadas en el desarrollo de este trabajo.

5.1 CONCLUSIONES

- El mapa de susceptibilidad previa a deslizamientos se elaboró en base al método semi-cuantitativo fundamentado en el proceso analítico jerárquico (AHP) considerando los siguientes factores condicionantes ponderados en base a la correlación de variables: pendiente (0.2122), fallas (0.2122), geología (0.1959), uso de suelo (0.1224), vías (0.0980), drenaje (0.0898), aspecto (0.0694). Las áreas con susceptibilidad previa muy baja abarcan 11.76 km² y representa el 19.58%, del área analizada. Las áreas con susceptibilidad baja son 12.05 km² que comprende el 20.06%. Las áreas con susceptibilidad moderada representan 16.23 km², el 27.03% del área analizada. Las áreas con susceptibilidad alta abarcan 14.98 km² y representan el 24.94% de la zona estudiada. La susceptibilidad muy alta con un área de 5.02 km² y representa el 8.37%.

El principal factor desencadenante analizado es la precipitación. La precipitación anual histórica en la zona de estudio varía desde 2.132 mm/año en el occidente cercano al pie de monte a 639 mm/año en el este hacia la alta montaña. El mapa de susceptibilidad definitivo se elaboró en base al mapa de susceptibilidad previa y mapa de factor detonante (precipitación) con unos pesos ponderados de 70 y 30%, respectivamente.

El 19.13% del área de estudio corresponde a susceptibilidades muy bajas. El 27.92% a susceptibilidades bajas. El 24.74% a susceptibilidades moderadas. El 19.23% susceptibilidades altas y el 8.98% susceptibilidades muy altas. En el mapa de susceptibilidad se observa que zonas más proclives a fenómenos de remoción en masa se manifiestan en áreas donde afloran las formaciones Pilaló y Apagua que se caracterizan por estar constituidos por sedimentos turbidíticos

acrecionados a la placa sudamericana, altamente deformados; y, con estratificaciones subverticales.

- El sitio 1, se ubica en la abscisa 71+800, con deslizamientos en el talud inferior de la mesa de la vía. Los factores de resistencia estimados en base al análisis inverso son cohesión efectiva 14.2 kPa, y ángulo de fricción efectiva de 24.9°. En base a estos parámetros, se realizó una evaluación de la estabilidad del talud para observar el avance del frente de deslizamiento en base a las fluctuaciones del nivel freático. De forma general, el talud se encuentra en el rango de la estabilidad si el nivel freático se encuentra bajo la superficie deslizada y en condiciones de inestabilidad si el nivel freático sube. Las superficies críticas incluyen solamente a lo largo de la capa 1 (depósitos eólicos); mientras que, el basamento rocoso se mantiene intacto. Considerando los análisis estáticos y pseudo-estáticos realizados el principal agente desencadenante es la precipitación y el ingreso de escorrentía superficial al talud producto de fallas en las alcantarillas de la vía y tanques de almacenamiento de sistemas de riego. De aquí que es necesario el control de las aguas que lleguen al sitio, y la implementación de medidas de contención para garantizar la estabilidad del talud.
- El sitio 2, ubicado en la abscisa 92+300, es un talud en roca. Los análisis de estabilidad estáticos y pseudo-estáticos se realizaron mediante el método de equilibrio límite de Morgenstern-Price y como modelo constitutivo se empleó el criterio generalizado de Hoek & Brown. Al tratarse de sedimentos tipo flysh la clasificación de capas en base al grado de meteorización y alteración fueron consideraciones clave para evaluar la estabilidad. En general, este talud rocoso es inestable cuando se encuentra parcialmente saturado y completamente saturado. Se debe manejar el flujo de agua a través de drenes y subdrenes para mantener el talud no saturado con lo cual la estabilidad de talud aumenta.

5.2 RECOMENDACIONES

- El mapa de susceptibilidad definitivo contó únicamente con información de precipitaciones promedio anuales. Se considera para futuras investigaciones incluir estaciones pluviométricas y climatológicas que registren precipitaciones máximas diarias con el objetivo de evaluar los efectos de la precipitación en el corto plazo.
- Se recomienda realizar un mapeo geológico a detalle o largo de la vía. Para determinar las características litológicas y geotécnicas y generar mapas de susceptibilidad previa más detallados. Pues, dentro de una misma formación coexisten estratos con diferentes comportamientos geomecánicos.
- Para posteriores estudios de susceptibilidad frente a deslizamiento en esta zona se recomienda emplear métodos cuantitativos especialmente algoritmos de inteligencia artificial entrenados en carreteras de alta montaña en zonas subtropicales.
- Para el sitio 1, ubicado en la 71+800 de la carretera Latacunga – La Mana, a más de las alternativas de solución para evitar que el deslizamiento progrese se recomienda reubicar los tanques de almacenamiento del sistema de riego (principal agente desencadenante).
- En el sitio 1 como parte de las investigaciones geotécnicas complementarias se recomienda ampliar el número de perforaciones SPT en los alrededores del sitio 1, para tener un mayor conocimiento espacial de la disposición de los niveles de suelo. De igual forma, se debe realizar estudios geofísicos de sísmica de refracción que permitan identificar las capas y el VS₃₀ fundamentales para análisis de respuesta de sitio. Además, de levantamientos topográficos periódicos que permitan evaluar posibles desplazamientos en el talud.
- Para el sitio 2, ubicado en la abscisa 92+300 de la carretera Latacunga – La Maná, se recomienda ampliar las investigaciones y determinar la estabilidad en base a la textura y composición de los estratos turbidíticos. Por ello, se deberá realizar ensayos de carga puntual en las rocas de este talud. Con la finalidad de evitar sobredimensionamientos en los parámetros de resistencia de la roca intacta.

- En el sitio 2 se recomienda realizar estudios hidrológicos con la finalidad de diseñar cunetas de coronación, drenes y subdrenes. Además, en las zonas inestables se recomienda la construcción de pantallas que retengan el ingreso de los flujos de detritos.

CAPITULO VI

BIBLIOGRAFÍA

- Abija, F. A., Nwosu, J. I., Ifedotun, A. I., & Osadebe, C. C. (2019). Landslide susceptibility assessment of Calabar, Nigeria using Geotechnical. *Remote Sensing and Multi-Criteria Decision Analysis: Implications for Urban Planning and Development. Journal of Earth Sciences & Environmental Studies*, 4(6), 774–788.
- Abril, A., & Bojorque, J. (2011). Estudio e implementación de un modelo para la zonificación de áreas susceptibles a deslizamiento mediante el uso de sistemas de información geográfica: caso de estudio sector Quimsacocha. *Universidad de Cuenca*. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/739>
- Alonso, E. (2005). Análisis de la estabilidad de taludes. Casos simples. *Estabilidad de Taludes y Laderas Naturales*, 3, 97–118.
- Aynew, T., & Barbieri, G. (2005). Inventory of landslides and susceptibility mapping in the Dessie area, northern Ethiopia. *Engineering Geology*, 77(1), 1–15.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.07.002>
- Bojorque, J. (2010). La aplicación del análisis inverso de deslizamientos como herramienta para la determinación de los parámetros geomecánicos del suelo. *MASKANA*, 1(1).
- Bojorque, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *MASKANA*, 2(2).
- Boland, M. P., Pilatasig, L. F., Ibandango, C. E., McCourt, W. J., Aspden, J. A., Hughes, R. A., & Beate, B. (2000). Geology of the Western Cordillera between 0°-1°N, Proyecto de Desarrollo Minero y Control Ambiental, Programa de Información cartográfica y Geológica, Informe No. 10. *CODIGEM-BGS, Quito, Ecuador*, 72.
- Brideau, M.-A., & Roberts, N. J. (2022). Chapter 3 - Landslides in bedrock. In T. Davies, N. Rosser, & J. F. Shroder (Eds.), *Landslide Hazards, Risks, and Disasters (Second Edition)* (Second Edi, pp. 43–97). Elsevier.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-12-818464-6.00002-0>
- Brown, E. T. (1970). Strength of models of rock with intermittent joints. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(6), 1935–1949.
- Brown, E. T., & Hoek, E. (1980). *Underground excavations in rock*. CRC Press.

- Comercio, E. (2022). *No Title*. La Carretera Pujilí- La Maná Fue Afectada Por La Creciente Del Río Pilaló. <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/carretera-pujili-mana-afectada-rio.html#:~:text=En horas de la mañana,de tierra por las lluvias>.
- David, P., & Zdravković, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Volume two - Application* (T. and M. Imperial College of Science (ed.); First). <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/feaigea.27831.0004>
- Davies, T. (2015). Chapter 1 - Landslide Hazards, Risks, and Disasters: Introduction. In J. F. Shroder & T. Davies (Eds.), *Landslide Hazards, Risks, and Disasters* (pp. 1–16). Academic Press. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-12-396452-6.00001-X>
- Dietrich, W. E., Reiss, R., Hsu, M.-L., & Montgomery, D. R. (1995). A process-based model for colluvial soil depth and shallow landsliding using digital elevation data. *Hydrological Processes*, 9(3–4), 383–400.
- Eberhardt, E. (2012). The Hoek–Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 981–988. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>
- Egüez, A. (1986). Evolution Cenozoique de la Cordillere Occidentale septentrionale d'Equateur (0°15' S - 01°10' S), les mineralisations associees. *Doc. Thesis, UPMC, Paris*, 116.
- Erener, A., & Düzgün, H. S. B. (2012). Landslide susceptibility assessment: what are the effects of mapping unit and mapping method? *Environmental Earth Sciences*, 66(3), 859–877. <https://doi.org/10.1007/s12665-011-1297-0>
- Feininger, T., & Bristow, C. R. (1980). Cretaceous and Paleogene geologic history of coastal Ecuador. *Geologische Rundschau*, 69(3), 849–874. <https://doi.org/10.1007/BF02104650>
- GOOSSENS, P. J., & ROSE JR., W. I. (1973). Chemical Composition and Age Determination of Tholeiitic Rocks in the Basic Igneous Complex, Ecuador. *GSA Bulletin*, 84(3), 1043–1052. [https://doi.org/10.1130/0016-7606\(1973\)84<1043:CCAADO>2.0.CO;2](https://doi.org/10.1130/0016-7606(1973)84<1043:CCAADO>2.0.CO;2)
- Guzzetti, F., Galli, M., Reichenbach, P., Ardizzone, F., & Cardinali, M. (2006). Landslide hazard assessment in the Collazzone area, Umbria, Central Italy. *Natural Hazards*

- and Earth System Sciences*, 6(1), 115–131. <https://doi.org/10.5194/nhess-6-115-2006>
- Hack, H. (1998). Slope stability probability classification, vol. 43. *ITC Delf Publication, Enschede, Netherlands*.
- Hoek, E. (1965). *Rock fracture under static stress conditions*.
- Hoek, E. (1994). *Strength of rock and rock masse*.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445–463. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hughes, R. A., & Pilatasig, L. F. (2002). Cretaceous and Tertiary Block accretion in the Cordillera Occidental of the Andes of Ecuador: *Tectonophysics*, 345, 29–48.
- Hughes, R., & Bermudez, R. (1997). Geology of the Cordillera Occidental of Ecuador between 0°00' and 1° 00'S. Proyecto de desarrollo minero y control ambiental, programa de información cartográfica y geológica. Report Number 4. *CODIGEM – British Geological Survey, Quito, Ecuador*, 75.
- Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167–194. <https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>
- Jaboyedoff, M., Penna, I., Pedrazzini, A., Baroñ, I., & Crosta, G. B. (2013). An introductory review on gravitational-deformation induced structures, fabrics and modeling. *Tectonophysics*, 605, 1–12. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tecto.2013.06.027>
- Jaillard, E., Ordoñez, M., Suarez, J., Toro, J., Iza, D., & Lugo, W. (2004). Stratigraphy of the late CretaceousPaleogene deposits of the cordillera occidental of central Ecuador: geodynamic implications: *Journal of South American Earth Sciences*, 17, 49–58.
- Kanungo, D. P., Arora, M. K., Sarkar, S., & Gupta, R. P. (2006). A comparative study of conventional, ANN black box, fuzzy and combined neural and fuzzy weighting procedures for landslide susceptibility zonation in Darjeeling Himalayas. *Engineering Geology*, 85(3), 347–366. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.03.004>

- Karaman, K., Ercikdi, B., & Kesimal, A. (2013). The assessment of slope stability and rock excavatability in a limestone quarry. *Earth Sciences Research Journal*, 17(2), 169–181.
- KERR, A. C., ASPDEN, J. A., TARNEY, J., & PILATASIG, L. F. (2002). The nature and provenance of accreted oceanic terranes in western Ecuador: geochemical and tectonic constraints. *Journal of the Geological Society*, 159(5), 577–594.
<https://doi.org/10.1144/0016-764901-151>
- Komadja, G. C., Pradhan, S. P., Oluwasegun, A. D., Roul, A. R., Stanislas, T. T., Laïbi, R. A., Adebayo, B., & Onwualu, A. P. (2021). Geotechnical and geological investigation of slope stability of a section of road cut debris-slopes along NH-7, Uttarakhand, India. *Results in Engineering*, 10, 100227.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rineng.2021.100227>
- Lapierre, et al. (2000). Multiple plume events in the genesis of the peri-Caribbean Cretaceous oceanic plateau province: *Journal of Geophysical Research*, 105, 8403–8421.
- Liu, Y.-C., & Chen, C.-S. (2007). A new approach for application of rock mass classification on rock slope stability assessment. *Engineering Geology*, 89(1), 129–143. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.017>
- Moreno, I. (2022). *Informe de los trabajos de prospección geofísica de superficie mediante sondajes eléctricos verticales en el sitio abscisa 71+800 de la vía Latacunga - La Maná.*
- MTOP. (2022). *No Title*. Precaución En La Carretera Latacunga - La Maná.
<https://www.obraspublicas.gob.ec/precaucion-en-la-carretera-latacunga-la-mana/>
- Öge, İ. F. (2017). Investigation of design parameters of a failed soil slope by back analysis. *Engineering Failure Analysis*, 82, 266–279.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.08.009>
- Ordoñez, A. (2022). *Ensayos de campo (SPT) y laboratorio para el proyecto de emergencia del tramo de la vía Latacunga - La Maná E-30 entre las abscisas 56+000 y 120+000 de los cantones Pujili y La Mana de la Provincia de Cotopaxi.*
- Pawley, S., Hartman, G., & Chao, D. (2017). Landslide susceptibility modelling of Alberta, Canada: comparative results from multiple statistical and machinelearning

prediction method. *Geol Soc Am*.

Raghuvanshi, T. K., Ibrahim, J., & Ayalew, D. (2014). Slope stability susceptibility evaluation parameter (SSEP) rating scheme – An approach for landslide hazard zonation. *Journal of African Earth Sciences*, 99, 595–612.

<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2014.05.004>

Raghuvanshi, T. K., Negassa, L., & Kala, P. M. (2015). GIS based Grid overlay method versus modeling approach--A comparative study for landslide hazard zonation (LHZ) in Meta Robi District of West Showa Zone in Ethiopia. *The Egyptian Journal of Remote Sensing and Space Science*, 18(2), 235–250.

Rose, N. D., Scholz, M., Burden, J., King, M., Maggs, C., & Havaej, M. (2018).

Quantifying transitional rock mass disturbance in open pit slopes related to mining excavation. *Proceedings of the XIV International Congress on Energy and Mineral Resources*, 1273–1288.

Saaty, T. (1980). The analytic hierarchy process (AHP) for decision making. *Kobe, Japan*, 1, 69.

Saaty, T. L., Vargas, L. G., & others. (2006). *Decision making with the analytic network process* (Vol. 282). Springer.

Salehpour Jam, A., Mosaffaie, J., & Tabatabaei, M. R. (2023). Raster-based landslide susceptibility mapping using compensatory MADM methods. *Environmental Modelling & Software*, 159, 105567.

<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2022.105567>

Salunke, D., Chvan, G., Bartakke, R., & Kothavale, P. (2017). An Overview on Methods for Slope Stability Analysis. *International Journal of Engineering Research & Technology*, 6(3).

Shano, L., Raghuvanshi, T. K., & Meten, M. (2020). Landslide susceptibility evaluation and hazard zonation techniques – a review. *Geoenvironmental Disasters*, 7(1), 18.

<https://doi.org/10.1186/s40677-020-00152-0>

Simoni, S., Zanotti, F., Bertoldi, G., & Rigon, R. (2008). Modelling the probability of occurrence of shallow landslides and channelized debris flows using GEOtop-FS. *Hydrological Processes: An International Journal*, 22(4), 532–545.

SNGRE. (2022). *No Title*. Los Deslizamientos Son El Evento Más Predominante En

- Pichincha Durante El 2019 Al 2021, Destacando El Último Año.
<https://www.gestionderiesgos.gob.ec/los-deslizamientos-son-el-evento-mas-predominante-durante-el-2019-al-2021-destacando-el-ultimo-ano/#:~:text=La suma de todos ellos,deslizamientos los eventos más significativos.>
- Sonmez, H., Ulusay, R., & Gokceoglu, C. (1998). A practical procedure for the back analysis of slope failures in closely jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(2), 219–233.
[https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(97\)00335-5](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0148-9062(97)00335-5)
- Spikings, R. A., Winkler, W., Seward, D., & Handler, R. (2001). Along-strike variations in the thermal and tectonic response of the continental Ecuadorian Andes to the collision with heterogeneous oceanic crust: *Earth and Planetary Science Letters*, 186, 57–73.
- Sun, L., Grasselli, G., Liu, Q., Tang, X., & Abdelaziz, A. (2022). The role of discontinuities in rock slope stability: Insights from a combined finite-discrete element simulation. *Computers and Geotechnics*, 147, 104788.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104788>
- Tang, W. H., Stark, T. D., & Angulo, M. (1999). Reliability in Back Analysis of Slope Failures. *Soils and Foundations*, 39(5), 73–80.
https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.39.5_73
- Ullah, S., Ullah Khan, M., & Rehman, G. (2020). A Brief Review of the Slope Stability Analysis Methods. *Geological Behavior (GBR)*, 4(2), 73–77.
- USGS. (2000). *No Title*. Landslide Hazard. Landslide hazards occur in many places around What Can You Do If You Live Near Steep Hills?%0Athe world and include fast-moving debris flows,%0Aslow-moving landslides, and a variety of flows%0Aand slides initiating from volcanoes. Each year,%0Athese hazar
- Vallejo, C., Spikings, R. A., Horton, B. K., Luzieux, L., Romero, C., Winkler, W., & Thomsen, T. B. (2019). Chapter 8 - Late cretaceous to miocene stratigraphy and provenance of the coastal forearc and Western Cordillera of Ecuador: Evidence for accretion of a single oceanic plateau fragment. In B. K. Horton & A. Folguera (Eds.), *Andean Tectonics* (pp. 209–236). Elsevier.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-12-816009-1.00010-1>

- Vallejo, C., Spikings, R. A., Winkler, W., Luzieux, L., Chew, D., & Page, L. (2006). The early interaction between the Caribbean Plateau and the NW South American Plate. *Terra Nova*, 18, 264–269.
- Vallejo Cruz, C. (2007). *Evolution of the Western Cordillera in the Andes of Ecuador (Late Cretaceous-Paleogene)*. ETH. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-005416411>
- Wyllie, D. C., & Mah, C. (2004). *Rock slope engineering*. CRC Press.
- ZainAlabideen, K., & Helal, M. (2016). Determination of the safe orientation and dip of a rock slope in an open pit mine in Syria using kinematic analysis. *Al-Nahrain Journal for Engineering Sciences*, 19(1), 33–45.
- Zhou, X. P., & Cheng, H. (2014). Stability analysis of three-dimensional seismic landslides using the rigorous limit equilibrium method. *Engineering Geology*, 174, 87–102. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.03.009>

CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 17 de febrero de 2023, el estudiante Luis Felipe Naranjo Gaibor con número de identificación 0201775483, de la Cohorte 4, presentó la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 22 de mayo de 2023, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-019-2023, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, el estudiante mantuvo reuniones periódicas con el tutor designado, Jaime Asdrúbal Bojorque Iñiguez, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 24 de junio de 2023, el estudiante presentó y sustentó su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado "**Aplicación de un modelo para la zonificación de áreas susceptibles a deslizamientos mediante uso de sistemas de información geográfica y análisis de la estabilidad de taludes en 2 zonas críticas en la vía Zumbahua - Macuchi**", realizado por el estudiante Luis Felipe Naranjo Gaibor con número de identificación 0201775483, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
DAVIDE BESENZON
VENEGAS

M. Sc. Davide Besenzon Venegas
Coordinador de la Maestría en Geotecnia