

Diseño Preliminar de Alternativa para la Mitigación del Deslizamiento Presentado en el Barrio
La Feria en el Año 2023, Bucaramanga – Santander

Alejandro Mendoza Flórez

Trabajo de Aplicación para Optar al Título de Magister en Geotecnia

Director

Vladimir Ernesto Merchán Jaimes

Doctor en Ingeniería del Terreno

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Geotecnia

Bucaramanga

2025

Dedicatoria

A Dios, por darme la fuerza y la sabiduría para culminar este camino.

A mi familia, en especial a mi mamá Ana Luz Flórez Mendoza, cuyo esfuerzo y amor hicieron posible este logro.

Y a mi novia Paula Pedraza, por su apoyo incondicional desde el inicio de la maestría hasta el final de este proyecto.

Agradecimientos

A Dios, por guiarme y darme fortaleza en cada etapa de este proceso.

A mi mamá, a mi familia y a mi novia Paula, por su acompañamiento constante, su paciencia y su apoyo incondicional.

A mi director, Vladimir Merchán, por la dedicación, compromiso y orientación que brindó para sacar adelante este proyecto.

Y a mi colega y amigo de infancia, Cristian Rey, por compartir su conocimiento y experiencia, siendo un pilar importante en el desarrollo de este trabajo.

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	15
1. Antecedentes	17
1.1. Diagnóstico de Problemas Identificados.....	19
1.2. Línea del Tiempo del Deslizamiento Barrio La Feria	25
2. Marco Teórico.....	33
2.1. Condiciones de Estabilidad y Método de Equilibrio Limite.....	34
2.2. Parámetros de Resistencia.....	35
2.3. Envolvente de Falla.....	37
2.4. Parámetros Sísmicos	38
2.4.1. Caracterización Geomecánica de los Suelos.....	38
2.4.2. Efectos Locales	40
2.4.3. Parámetros para análisis seudo estático de taludes	42
2.5. Amplificación Topográfica y Efecto Local en la Respuesta Sísmica.....	43
2.5.1. Amplificación Topográfica.....	43
2.5.2. Efecto Local (Amplificación de Sitio).....	43
2.6. Anclajes como Medida de Mitigación	44
3. Objetivos.....	47
3.1. Objetivo General	47
3.2. Objetivos Específicos.....	47
4. Generalidades del Proyecto.....	48
4.1. Localización Área de Estudio	48

4.2. Características Ambientales.....	49
4.3. Ubicación Local.....	49
4.4. Geología Local.....	50
4.4.1. Miembro Órganos (Qbo).....	52
4.4.2. Miembro Finos (Qbf).....	52
4.4.3. Miembro Gravoso (Qbg).....	52
4.4.4. Miembro Limos Rojos (Qblr).....	53
4.5. Geomorfología Local.....	53
5. Caracterización Geotécnica del Área de Estudio.....	56
5.1. Sondeos Geomecánicos.....	57
5.2. Ensayos de Laboratorio.....	58
5.3. Monitoreo Geotécnico.....	60
5.3.1. Monitoreo Piezométrico.....	61
5.3.2. Monitoreo Inclinométrico.....	62
5.4. Perfiles Geológico-Geotécnicos.....	64
6. Calibración del Modelo para el Análisis de Estabilidad.....	69
6.1. Caracterización Geomecánica de los Suelos.....	69
6.2. Evaluación de Estabilidad de Taludes mediante Equilibrio Limite.....	70
6.3. Factores Detonantes.....	72
6.4. Análisis de Estabilidad – Modelo de Calibración.....	73
6.4.1. Nivel Freático = 1.0 m.....	74
7. Evaluación de Efectos Sísmicos.....	79
7.1.1. Información del Espectro de Diseño.....	79

7.1.2. Parámetros para Análisis Seudo Estático de Taludes	80
8. Diseño de Medidas de Mitigación	82
8.1. Alternativas de Mitigación Evaluadas	82
8.1.1. Alternativa de Estabilización I.....	82
8.1.2. Alternativa de Estabilización II	88
8.1.3. Análisis Comparativo de las Alternativas de Mitigación	93
8.2. Diseño Integrado de Estabilización	95
8.2.1. Diseño de Anclajes en Pantallas Ancladas según Metodología FHWA.....	95
8.2.2. Diseño del Dado de Concreto	108
8.2.3. Material para el Control de Erosión.....	109
8.2.4. Diseño Obras Hidráulicas	110
9. Conclusiones	114
9.1. Capacidad Geomecánica del Suelo para Obras de Mitigación	116
9.2. Alternativas de Mitigación y Selección	116
9.3. Conclusión	117
Bibliografía	118

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1 Clasificación de los perfiles de suelo.....	40
Tabla 2 Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro.....	41
Tabla 3 Valores del coeficiente F_v , para la zona de períodos intermedios del espectro	41
Tabla 4 Valores de K_{ST}/a_{max} mínimos para análisis seudo estático de taludes	42
Tabla 5 Ubicación de la exploración geotécnica	58
Tabla 6 Información de los ensayos de laboratorio para la clasificación de los suelos.....	59
Tabla 7 Información de los ensayos de peso unitario	60
Tabla 8 Información ensayos de corte directo	60
Tabla 9 Profundidad de la tabla de agua durante el monitoreo piezométrico en el año 2023	62
Tabla 10 Parámetros geomecánicos estratos de suelos.....	70
Tabla 11 Factores de seguridad mínimos directos.....	71
Tabla 12 Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento	71
Tabla 13 Factores de seguridad de cada modelo	78
Tabla 14 Definición de la zona de amenaza sísmica del municipio de Bucaramanga	79
Tabla 15 Factores de seguridad modelos de estabilidad, alternativa I.....	86
Tabla 16 Presupuesto de obra para la alternativa I	87
Tabla 17 Factores de seguridad modelos de estabilidad, alternativa II	91
Tabla 18 Presupuesto de obra para la alternativa II.....	92
Tabla 19 Resumen de los factores de seguridad correspondientes a las alternativas de mitigación	94

Tabla 20 Cuadro comparativo - Alternativa I vs Alternativa II.....	94
Tabla 21 Valores últimos presuntivos de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclajes al terreno de eje recto, de pequeño diámetro y con lechada por gravedad, para suelos.	102
Tabla 22 Propiedades de torones de acero de pretensado de 15 mm de diámetro.....	104
Tabla 23 Esfuerzo de adherencia unitario último asumido para anclajes en suelos no cohesivos	106

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1 Reportes del Sistema de Información de Movimientos en Masa del SGC.....	18
Figura 2 Evento Sísmico Asociado al Deslizamiento en el barrio La Feria	20
Figura 3 Afectación en el barrio La Feria, 12 días después del evento sísmico	22
Figura 4 Afectación en el barrio La Feria, 19 días después del evento sísmico	23
Figura 5 Afectación en el barrio La Feria, 21 días después del evento sísmico	23
Figura 6 Afectación en el barrio La Feria, 35 días después del evento sísmico	24
Figura 7 Afectación en el barrio La Feria, 1 año después del evento sísmico.....	25
Figura 8 Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2009	26
Figura 9 Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2020	27
Figura 10 Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, febrero del año 2023	28
Figura 11 Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, abril del año 2023	29
Figura 12 Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2024	30
Figura 13 Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2025	31
Figura 14 Tipo de movimientos en masa.....	33
Figura 15 Aplicaciones de anclajes y sistemas anclados	46
Figura 16 Localización general área de estudio.....	48
Figura 17 Ubicación área de estudio.....	50
Figura 18 Mapa geológico zona de estudio	51
Figura 19 Modelo de pendientes del terreno para la zona de estudio	54
Figura 20 Locación general exploración geotécnica	57

Figura 21 Fotografía monitoreo piezométrico	62
Figura 22 Lecturas de campo inclinómetro, desplazamiento acumulado	64
Figura 23 Planta de la zona de estudio.....	65
Figura 24 Perfil A	66
Figura 25 Perfil B.....	66
Figura 26 Perfil C.....	67
Figura 27 Perfil D	67
Figura 28 Perfil E.....	68
Figura 29 Distribución de la aceleración máxima del suelo (PGA) evento sísmico	73
Figura 30 Perfil A, condición estática.....	74
Figura 31 Perfil A, condición pseudoestática	74
Figura 32 Perfil A después del sismo, condición estática.....	75
Figura 33 Perfil A después del sismo, condición pseudoestática	75
Figura 34 Perfil B, condición estática.....	76
Figura 35 Perfil B, condición pseudoestática	76
Figura 36 Perfil B después del sismo, condición estática.....	77
Figura 37 Perfil B después del sismo, condición pseudoestática.....	77
Figura 38 Coeficiente de amplificación F_a y F_v del suelo para la zona de periodos cortos del espectro	80
Figura 39 Sección de diseño Perfil B - Alternativa I.....	84
Figura 40 Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición estática	85
Figura 41 Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición pseudoestática	85
Figura 42 Plano de obras, alternativa I	88

Figura 43 Sección de diseño Perfil B - Alternativa II.....	89
Figura 44 Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición estática	90
Figura 45 Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición pseudoestática	90
Figura 46 Plano de obras, alternativa II	93
Figura 47 Cálculo de los momentos flectores del muro utilizando el método del área tributaria.	99
Figura 48 Establecimiento de vegetación sobre un talud con geomanto instalado.....	110
Figura 49 Esquema 3D de la instalación de un subdren de penetración.....	111
Figura 50 Dimensionamiento de Canales	113

Lista de Apéndices

Apéndice A. Registro de perforación

Apéndice B. Ensayos de laboratorio

Apéndice C. Análisis de estabilidad – Modelo de calibración

Apéndice D. Análisis de estabilidad – Obras

Apéndice E. Memoria de cálculo de anclajes

Apéndice F. Diseño de dado de anclaje

Los apéndices están adjuntos.

Resumen

Título: Diseño Preliminar de Alternativa para la Mitigación del Deslizamiento Presentado en el Barrio La Feria en el Año 2023, Bucaramanga – Santander*

Autor: Alejandro Mendoza Flórez**

Palabras Clave: Deslizamiento, Talud, Mitigación, Movimiento en Masa.

Descripción:

En Bucaramanga, los movimientos en masa son un problema recurrente debido a las condiciones naturales de la región, afectando la seguridad de las comunidades en zonas de alta vulnerabilidad. La inestabilidad del suelo y las pendientes pronunciadas incrementan el riesgo, por lo que es crucial implementar medidas de mitigación para prevenir futuros desastres y proteger tanto a los habitantes como a la infraestructura local.

En 2023, el barrio La Feria sufrió un deslizamiento significativo, lo que evidenció la necesidad de una intervención para estabilizar el talud y controlar la erosión en la zona afectada. Este estudio propone el diseño preliminar de una alternativa de mitigación que proporcione estabilidad al terreno y reduzca los riesgos asociados.

Para ello, se realizará un análisis detallado de las características geotécnicas y topográficas del área, respaldado por información obtenida a partir de levantamientos topográficos, exploración geotécnica e instrumentación, así como ensayos de laboratorio. Dada esta información, se llevó a cabo la conceptualización y modelado del talud utilizando el software de elementos finitos SLIDE 6.0 de ROCSCIENCE para determinar los factores de seguridad. Finalmente, se analizó la mejor opción de estructura de contención y técnica de control de erosión, asegurando que la solución propuesta sea viable, segura y sostenible a largo plazo, mediante la estimación de cantidades, presupuesto y la definición de especificaciones técnicas para dicha solución.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.
Director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes. Ph.D.

Abstract

Title: Preliminary Design of an Alternative for Mitigating the Landslide in La Feria Neighborhood in 2023, Bucaramanga – Santander*

Author(s): Alejandro Mendoza Flórez**

Key Words: Landslide, Slope, Mitigation, Mass Movement.

Description:

In Bucaramanga, mass movements are a recurring issue due to the region's natural conditions, affecting the safety of communities in highly vulnerable areas. Soil instability and steep slopes increase the risk, making it crucial to implement mitigation measures to prevent future disasters and protect both residents and local infrastructure.

In 2023, the La Feria neighborhood experienced a significant landslide, highlighting the need for intervention to stabilize the slope and control erosion in the affected area. This study proposes a preliminary design of a mitigation alternative that ensures terrain stability and reduces associated risks.

To achieve this, a detailed analysis of the geotechnical and topographic characteristics of the area will be conducted, supported by data obtained from topographic surveys, geotechnical exploration, instrumentation, and laboratory tests. Based on this information, the slope was conceptualized and modeled using ROCSCIENCE's SLIDE 6.0 slope stability analysis software that uses limit equilibrium methods for stability calculation to determine safety factors. Finally, the best option for a retaining structure and erosion control technique was analyzed, ensuring that the proposed solution is feasible, safe, and sustainable in the long term through quantity estimation, budgeting, and the definition of technical specifications for the solution.

* Master's Thesis

**Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.
Director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes. Ph.D.

Introducción

Los movimientos en masa representan un desafío constante debido a las condiciones geológicas, climáticas y topográficas de la región. Estos fenómenos, agravados por pendientes pronunciadas y suelos inestables, amenazan la seguridad de las comunidades asentadas en zonas de alta vulnerabilidad. Un ejemplo reciente de esta problemática ocurrió en 2023, cuando el barrio La Feria de la ciudad de Bucaramanga, sufrió un deslizamiento significativo, evidenciando la necesidad urgente de implementar medidas de mitigación que estabilicen el terreno y reduzcan los riesgos asociados a la erosión y deslizamientos (Vanguardia Liberal, 2024).

El departamento de Santander, y en particular Bucaramanga, es altamente susceptible a movimientos en masa debido a su relieve escarpado, ubicado en la Cordillera Oriental y el Valle Medio del Magdalena. Factores como la erosión, la meteorización y las intensas lluvias recurrentes contribuyen a la inestabilidad del suelo. Eventos como el deslizamiento en el barrio La Feria en 2023, han dejado en evidencia la vulnerabilidad de estas zonas y la necesidad de intervenciones técnicas que garanticen la estabilidad del terreno y la protección de las comunidades e infraestructuras locales.

Este trabajo tiene como objetivo diseñar una alternativa preliminar de mitigación para estabilizar el talud y controlar la erosión en el barrio La Feria de la ciudad de Bucaramanga. Para ello, se realizará un análisis detallado de las características geotécnicas, utilizando herramientas como levantamientos topográficos, exploración geotécnica, ensayos de laboratorio y modelado con herramienta de software diseñada para evaluar la estabilidad de taludes en dos dimensiones, empleando técnicas de equilibrio límite para determinar los factores de seguridad y la resistencia del terreno.

La propuesta se fundamenta en un enfoque técnico que integra datos recopilados provenientes de estudios hechos anteriormente en la zona de estudio. Estos insumos permitirán modelar el comportamiento del talud y evaluar las opciones de estructuras de contención y técnicas de control de erosión más adecuadas. La solución planteada busca no solo garantizar la estabilidad del terreno, sino también ser económicamente viable y sostenible a largo plazo, contribuyendo así a la seguridad de las comunidades y la preservación del entorno. Se propone un sistema de contención con pantallas ancladas, drenajes y refuerzo superficial con geomallas, fundamentado en los parámetros geotécnicos obtenidos y los factores de seguridad calculados, cumpliendo con la Norma Sismo Resistente (NSR-10) de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) y criterios del Servicio Geológico Colombiano (SGC) para garantizar estabilidad a corto y largo plazo.

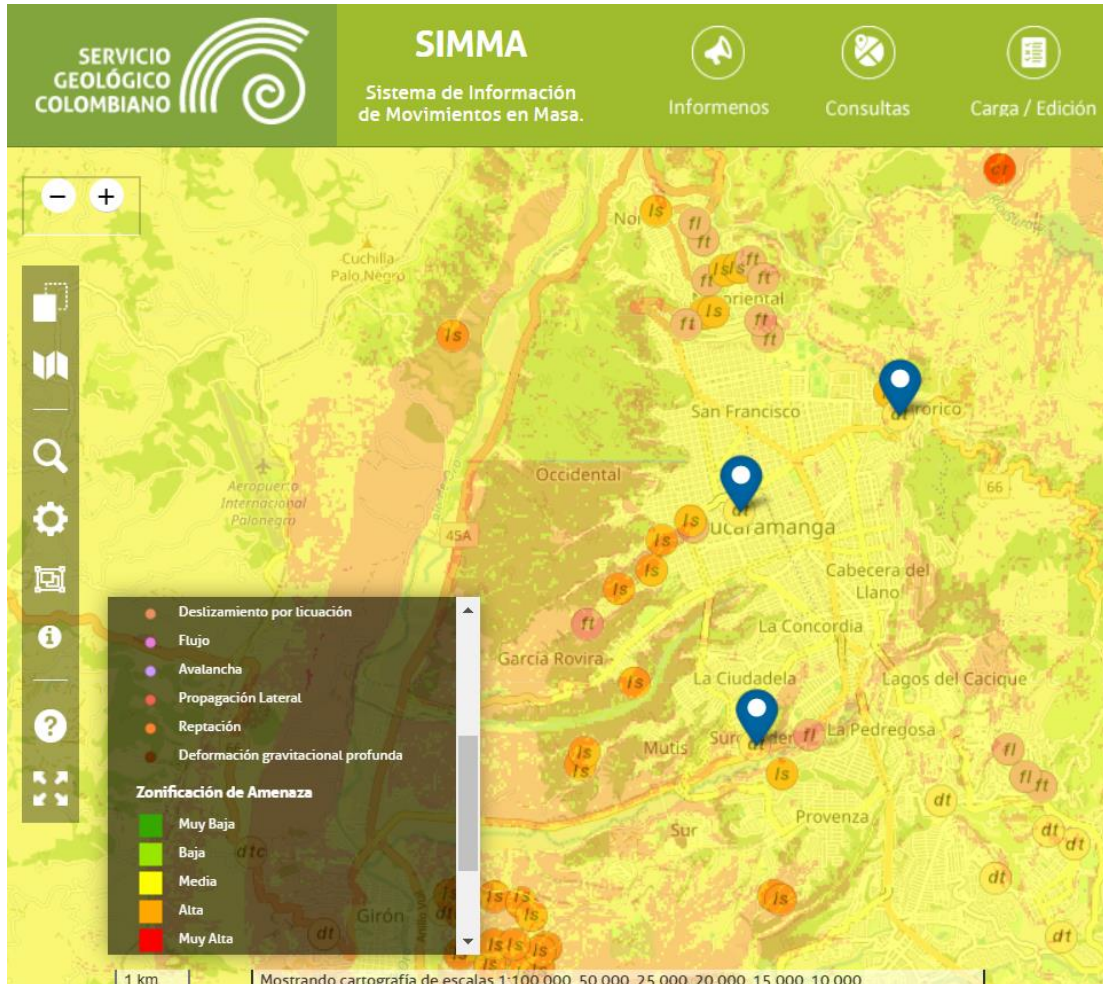
1. Antecedentes

Bucaramanga, capital del departamento de Santander, está ubicada en una región con alta actividad geológica, caracterizada por un relieve abrupto y suelos que presentan gran susceptibilidad a los movimientos en masa. La combinación de su localización en la Cordillera Oriental, las pendientes pronunciadas y las temporadas de lluvias intensas genera inestabilidad del terreno. Estas condiciones han hecho que en la ciudad se presenten con frecuencia deslizamientos, situación que impacta directamente a comunidades instaladas en sectores de alta vulnerabilidad (Maldonado, 2005). En los últimos años, uno de los eventos más llamativos fue el deslizamiento ocurrido en 2023 en el barrio La Feria, que evidenció la necesidad de aplicar medidas de mitigación eficaces. Este suceso ocasionó pérdidas materiales y puso en riesgo la integridad de los habitantes, resaltando la urgencia de adoptar soluciones técnicas que garanticen la estabilidad del terreno y eviten incidentes similares en el futuro (Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres, 2018).

La Figura 1 muestra la distribución de los movimientos en masa registrados en Bucaramanga, donde se observa la alta recurrencia de este tipo de fenómenos. De acuerdo con el Sistema de Información de Movimientos en Masa (SIMMA) (Servicio Geológico Colombiano, 2025), el barrio La Feria se encuentra en una zona clasificada como de amenaza alta. Esta categorización se sustenta en criterios como las características geológicas, la inclinación del terreno y la respuesta de los suelos ante saturación, lo que reafirma la necesidad de implementar acciones de control y prevención en este sector (Servicio Geológico Colombiano, 2025).

Figura 1

Reportes del Sistema de Información de Movimientos en Masa del SGC.



Nota. Tomado del SIMMA por el Servicio Geológico Colombiano, 2025.

A pesar de los avances en la detección y manejo del riesgo, Bucaramanga enfrenta retos significativos en la gestión de los movimientos en masa. Entre las principales dificultades se encuentra la expansión urbana sin una adecuada planificación, lo que ha llevado a la ocupación de terrenos inestables y pendientes pronunciadas. A esto se suman las limitaciones económicas y técnicas para llevar a cabo proyectos de mitigación en zonas prioritarias. Además, el cambio climático, con precipitaciones más intensas y frecuentes, ha agravado la inestabilidad de los suelos,

exigiendo intervenciones más resistentes y adaptadas a estas nuevas condiciones (Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres, 2018).

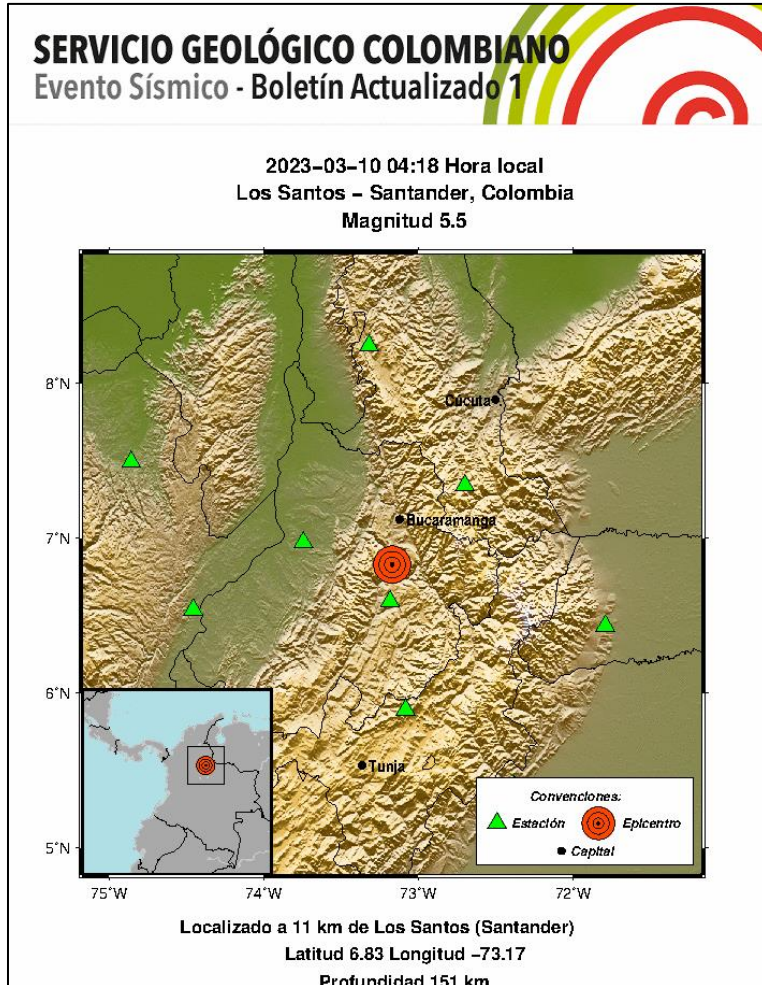
El deslizamiento en el barrio La Feria en 2023 dejó en claro la fragilidad del lugar y la necesidad de una intervención integral que estabilice el talud, minimice los riesgos por erosión y prevenga futuros deslizamientos. La relevancia de este proyecto radica no solo en la protección directa de la población y la infraestructura local, sino también en su potencial como modelo de actuación para otras zonas de Bucaramanga y de Santander que presenten condiciones similares.

1.1. Diagnóstico de Problemas Identificados

En el barrio La Feria se presentó un deslizamiento nuevo que afectó un área de poco más de 1 hectárea. Este evento fue activado por un sismo de magnitud 5.5, ocurrido el 10 de marzo de 2023 a una profundidad de 151 km, con epicentro localizado a 11 km del municipio de Los Santos (Santander), tal como se muestra en la Figura 2, donde se presenta el mapa del evento sísmico con sus características principales (Servicio Geológico Colombiano, 2025). Este fenómeno se vio agravado por las intensas lluvias registradas durante el mismo mes.

Figura 2

Evento Sísmico Asociado al Deslizamiento en el barrio La Feria



Nota. Tomado del Servicio Geológico Colombiano, 2023.

El deslizamiento evidenció la alta vulnerabilidad de esta zona, destacando la necesidad de una intervención técnica que garantice la estabilidad del talud y reduzca los riesgos asociados a la erosión y movimientos en masa. Este proyecto no solo busca proteger a la comunidad y la infraestructura local, sino que también puede servir como modelo para intervenciones en áreas con condiciones similares en Bucaramanga y el departamento de Santander.

Este trabajo de aplicación utiliza como información secundaria los estudios desarrollados para el barrio La Feria (CI AMBIENTAL, 2023) en donde se describe que el área de estudio abarca desde la Carrera 2A, en el barrio La Feria (corona del talud), hasta los asentamientos humanos de Camilo Torres y Cuyanita, ubicados en la base del terreno. Identificando los factores que contribuyeron a la inestabilidad del talud (CI AMBIENTAL, 2023).

- Tuberías de acueducto en mal estado, que inyectan agua de manera permanente al terreno.
- Pozos sépticos defectuosos, que también aportan agua al talud, sumado a la presencia de una marranera que agravó el problema.
- Taponamiento y construcción de viviendas sobre los canales de drenaje construidos por la Corporación Autónoma Regional Para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga (CDMB), obstruyendo el flujo de aguas de escorrentía.
- Cortes en zonas empinadas para la construcción de viviendas, que debilitaron aún más el terreno.

Los análisis geotécnicos realizados en los Estudios La Feria (CI AMBIENTAL, 2023) revelaron que, si bien los suelos del talud presentan adecuados valores de cohesión y ángulo de fricción, su inestabilidad responde a la interacción de múltiples factores. El sismo de magnitud 5.5 y las intensas precipitaciones actuaron como detonantes inmediatos del movimiento. Estas cargas dinámicas se vieron potenciadas por condiciones preexistentes como la topografía abrupta y un nivel freático elevado, sumado a intervenciones humanas como cortes de terreno no controlados y filtraciones en redes de acueducto. Esta combinación de elementos explica la pérdida de estabilidad observada en el sector (CI AMBIENTAL, 2023).

En las figuras 3 a 7, se presenta del registro fotográfico secuencial que documenta la evolución del área afectada desde los primeros días posteriores al evento sísmico hasta un año después.

Figura 3

Afectación en el barrio La Feria, 12 días después del evento sísmico



Nota. Tomado de CI AMBIENTAL, 2023.

Figura 4

Afectación en el barrio La Feria, 19 días después del evento sísmico



Nota. Tomado de CI AMBIENTAL, 2023.

Figura 5

Afectación en el barrio La Feria, 21 días después del evento sísmico



Nota. Tomado de CI AMBIENTAL, 2023.

Figura 6

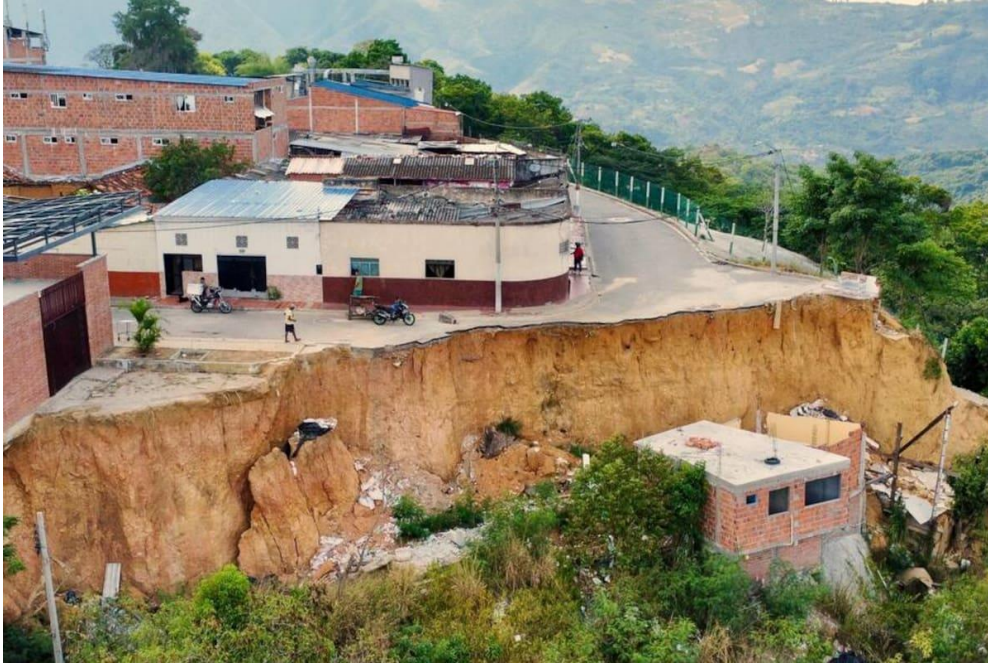
Afectación en el barrio La Feria, 35 días después del evento sísmico



Nota. Tomado de CI AMBIENTAL, 2023.

Figura 7

Afectación en el barrio La Feria, 1 año después del evento sísmico



Nota. Tomado de *Un año después de los deslizamientos, sigue el drama de los damnificados del barrio La Feria*, por Vanguardia Liberal, 2024.

1.2. Línea del Tiempo del Deslizamiento Barrio La Feria

- Año 2009

En las imágenes aéreas (Figura 8) se observa el estado inicial del terreno, donde no se evidencian signos de deslizamiento. La zona presenta una topografía estable, con poca intervención humana. La vegetación es abundante, y no se identifican grietas o movimientos significativos. Sin embargo, ya se observa el inicio de asentamientos humanos en la corona y zona del talud, lo que marca el comienzo de la presión antrópica sobre el terreno.

Figura 8

Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2009



Nota. Tomado de Google Earth, 2009.

- Año 2020

Para 2020, las imágenes (Figura 9) muestran un aumento considerable en la construcción de viviendas, tanto en la corona del talud como en zonas cercanas al área del futuro deslizamiento. Aunque no se observan grietas o movimientos masivos, la expansión de la infraestructura humana comienza a generar cambios en el uso del suelo, lo que podría haber contribuido a la inestabilidad del terreno. La vegetación ha disminuido notablemente, y se identifican áreas con cortes y rellenos para la construcción de viviendas.

Figura 9

Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2020



Nota. Tomado de Google Earth, 2020.

- Año 2023

Un mes antes del deslizamiento, la ortofoto presentada en la Figura 10 muestra que el terreno aún no presentaba signos evidentes de inestabilidad. El análisis de la imagen, sin embargo, revela condiciones de riesgo que explican la posterior saturación del suelo: una alta densidad de viviendas y una configuración urbana donde se puede inferir la presencia de infraestructura deficiente, como tuberías de acueducto en mal estado y pozos sépticos defectuosos. Asimismo, la disposición de las construcciones sugiere la obstrucción de los canales de drenaje naturales, lo que habría limitado el flujo de las aguas de escorrentía tal como lo explica los estudios de La Feria (CI AMBIENTAL, 2023).

Figura 10

Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, febrero del año 2023



Nota. Tomado de Construcción de Obras de Mitigación en el Barrio La Feria ubicado en el Municipio de Bucaramanga, Departamento de Santander, por CI AMBIENTAL, 2023.

Un mes después del evento, ortofoto registrada en abril de 2023 (Figura 11) muestra la aparición de una grieta significativa en la corona del talud, producto del deslizamiento. La grieta se extiende a lo largo de la zona afectada, evidenciando el movimiento del terreno. Además, se observa el colapso parcial de algunas viviendas y el deterioro de la infraestructura circundante. Estas imágenes confirman el impacto inmediato del sismo y las lluvias en la estabilidad del terreno.

Figura 11

Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, abril del año 2023



Nota. Fotografía aérea registrada un mes después del evento. Tomado de *Construcción de Obras de Mitigación en el Barrio La Feria ubicado en el Municipio de Bucaramanga, Departamento de Santander*, por CI AMBIENTAL, 2023.

- Año 2024

Un año después del deslizamiento, la imagen satelital (Figura 12) muestra un aumento en la afectación del terreno. La grieta inicial ha crecido, y se observa un mayor colapso de la corona del talud. Las viviendas cercanas al área afectada presentan daños estructurales, y han sido abandonadas. El terreno muestra signos de erosión acelerada.

Figura 12

Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2024



Nota. Tomado de Google Earth, 2024.

- Año 2025

La imagen más reciente (Figura 13), correspondiente a la actualización del Plan de Ordenamiento Territorial (POT) de Bucaramanga en 2025 (Alcaldía de Bucaramanga, 2025), revela un escenario devastado. Las viviendas afectadas han colapsado por completo, y los techos ya no son visibles, lo que sugiere que el área ha sido abandonada. La vegetación ha desaparecido casi por completo en la zona del deslizamiento, y el terreno presenta pocos rastros de la infraestructura que alguna vez existió. Esta imagen confirma el impacto a largo plazo del deslizamiento y la necesidad de intervenciones técnicas para prevenir futuros eventos.

Figura 13

Foto aérea de la comuna 4 y barrio La Feria, año 2025



Nota. Tomado de *POT Bucaramanga 2014 – 2027*, por Alcaldía de Bucaramanga, 2024.

La evolución del deslizamiento en el barrio La Feria se puede rastrear a través de imágenes satelitales y fotografías aéreas que muestran cómo la expansión de la infraestructura y la falta de

mantenimiento de los sistemas de drenaje contribuyeron a la inestabilidad del terreno. El sismo de marzo de 2023 actuó como factor detonante, pero los factores antrópicos y las condiciones naturales del terreno fueron determinantes en la magnitud del evento. Esta línea de tiempo no solo documenta el proceso de deslizamiento, sino que también resalta la importancia de implementar medidas de mitigación y planificación urbana para prevenir futuros desastres.

2. Marco Teórico

Los movimientos en masa, como deslizamientos y flujos de tierra, representan uno de los principales riesgos geotécnicos en zonas de pendientes pronunciadas y suelos inestables. Estos fenómenos, desencadenados por factores como la lluvia, la erosión y la actividad sísmica, pueden causar daños significativos a infraestructuras y comunidades. Debido a estos factores, se presentan los distintos tipos de movimientos en masa.

Figura 14

Tipo de movimientos en masa



Nota: Tomado de IDIGER (2021).

Para mitigar estos riesgos, es esencial comprender los mecanismos de falla del suelo y aplicar técnicas de estabilización adecuadas. Este marco teórico aborda dos aspectos clave: la envolvente de falla, que define los límites de resistencia del suelo, y las pantallas ancladas, una solución efectiva para reforzar taludes y prevenir deslizamientos. Ambos conceptos son fundamentales para el diseño de medidas de mitigación seguras y eficientes en áreas propensas a movimientos en masa.

2.1. Condiciones de Estabilidad y Método de Equilibrio Limite

La estabilidad de taludes constituye un elemento esencial dentro de la ingeniería geotécnica, sobre todo en regiones con terrenos irregulares y condiciones climáticas cambiantes, como ocurre en gran parte del territorio colombiano. En áreas montañosas y de fuertes pendientes, los movimientos en masa —entre ellos deslizamientos y flujos de tierra— son frecuentes y pueden representar un riesgo considerable tanto para las comunidades como para la infraestructura existente (Martínez, Ramírez, & Sánchez, 2018). Para comprender y reducir estos riesgos, uno de los procedimientos más utilizados es el método de equilibrio límite, ampliamente aplicado en el análisis de estabilidad.

Este método se fundamenta en comparar las fuerzas que tienden a provocar el desplazamiento de una masa de suelo con aquellas que se oponen a ese movimiento. Si las fuerzas resistentes son superiores a las actuantes, el talud puede considerarse estable; en caso contrario, existe un riesgo de falla (Duncan & Wright, 2005). A partir de este análisis, es posible calcular el factor de seguridad (FS), indicador clave que refleja la condición del talud: un valor superior a 1,0 sugiere estabilidad, mientras que un valor inferior indica inestabilidad y la necesidad de medidas correctivas (Fredlund & Krahn, 1977).

En Colombia, la aplicación de este método resulta especialmente relevante debido a las características geológicas y climáticas del país. Zonas como la Cordillera de los Andes —donde se ubican ciudades como Bucaramanga y Manizales— presentan una alta susceptibilidad a movimientos en masa, producto de la combinación entre pendientes acentuadas, lluvias intensas y actividad sísmica (Gómez, Montes, & Alarcón, 2015). Diversos estudios en estas áreas han demostrado la utilidad del equilibrio límite para detectar sectores críticos y diseñar soluciones como muros de contención, sistemas de drenaje o refuerzos con geosintéticos (Rodríguez & López, s.f.).

No obstante, para evaluar la estabilidad de un talud no basta con el método de equilibrio límite; es necesario también tener en cuenta las propiedades del suelo —como cohesión, ángulo de fricción interna y peso unitario—, la presencia de agua subterránea y la acción de cargas externas (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996). En este sentido, el Servicio Geológico Colombiano (SGC) ha desarrollado herramientas como el Sistema de Información de Movimientos en Masa (SIMMA), que permite registrar y analizar estos eventos en tiempo real, aportando información de gran valor para planificar e implementar medidas de mitigación (Servicio Geológico Colombiano, 2025).

2.2. Parámetros de Resistencia

El análisis de estabilidad de taludes requiere una comprensión detallada de los parámetros de resistencia del suelo, ya estos son fundamentales para determinar la capacidad del terreno para resistir fuerzas y evitar fallas. Los parámetros más utilizados en este tipo de análisis son la cohesión (c), el ángulo de fricción interna (ϕ) y el peso unitario del suelo (γ). Estos parámetros son esenciales para modelar el comportamiento del suelo en condiciones de esfuerzo y deformación, y su

determinación precisa es crucial para obtener resultados confiables en el diseño de medidas de mitigación (Duncan & Wright, 2005).

En el contexto colombiano, donde las condiciones geológicas y climáticas favorecen la ocurrencia de movimientos en masa, la correcta estimación de estos parámetros adquiere especial relevancia. Estudios realizados en zonas de alta pendiente, como la Cordillera Oriental, han demostrado que suelos con baja cohesión y alto contenido de agua son particularmente propensos a deslizamientos, especialmente durante temporadas de lluvias intensas (Gómez, Montes, & Alarcón, 2015). Por esta razón, es fundamental realizar ensayos de laboratorio y campo, como pruebas de corte directo, triaxiales y penetración estándar (SPT), para obtener valores representativos de los parámetros de resistencia (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996).

El software Slide 6.0 de Rocscience es una herramienta ampliamente utilizada en la ingeniería geotécnica para el análisis de estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite. Este software permite modelar el comportamiento del suelo considerando los parámetros de resistencia mencionados, así como otros factores como la presencia de agua subterránea, sobrecargas externas y geometría del talud (Rocscience, 2020). En Colombia, el uso de herramientas como Slide 6.0 ha sido fundamental para evaluar la estabilidad de taludes en proyectos de infraestructura y desarrollo urbano, especialmente en ciudades como Bucaramanga y Medellín, donde la topografía accidentada y las condiciones climáticas representan desafíos significativos (Rodríguez & López, s.f.).

Uno de los aspectos más importantes al utilizar Slide 6.0 es la calibración de los parámetros de resistencia. Esto implica ajustar los valores de cohesión y ángulo de fricción interna en función de los datos obtenidos en ensayos de laboratorio y campo, así como de las condiciones específicas

del sitio. Estos valores deben ser validados mediante análisis de sensibilidad, que permiten evaluar cómo cambios en los parámetros afectan el factor de seguridad del talud.

Además de los parámetros de resistencia, es importante considerar el efecto del agua en la estabilidad del talud. La presencia de agua subterránea reduce la resistencia al corte del suelo al disminuir la cohesión efectiva y aumentar las presiones de poro. En Slide 6.0, este fenómeno se modela mediante la inclusión de niveles freáticos y la aplicación de la teoría de esfuerzos efectivos, lo que permite obtener resultados más precisos y realistas (Fredlund & Krahn, 1977). En Colombia, donde las lluvias intensas son frecuentes, este aspecto es particularmente crítico, ya que la saturación del suelo es uno de los principales detonantes de deslizamientos (Servicio Geológico Colombiano, 2025).

2.3. Envolvente de Falla

La envolvente de falla es un concepto fundamental en la mecánica de suelos y el análisis de estabilidad de taludes. Representa la relación entre los esfuerzos normales y cortantes en condiciones de falla del material, y se obtiene a partir de ensayos de laboratorio como pruebas triaxiales y de corte directo. Esta envolvente permite determinar los parámetros de resistencia anteriormente mencionados (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996).

La forma de la envolvente de falla depende de las características del material. En suelos cohesivos, como arcillas, la envolvente tiende a ser una línea recta con una intersección en el eje de esfuerzos cortantes (cohesión). En suelos granulares, como arenas, la envolvente suele pasar por el origen, indicando que la resistencia al corte se debe principalmente a la fricción interna (Duncan & Wright, 2005). En suelos mixtos, la envolvente puede presentar una combinación de ambos comportamientos.

El análisis de la envolvente de falla es crucial para modelar el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga. Por ejemplo, en taludes naturales o excavaciones, la envolvente de falla permite predecir el punto en el que el suelo alcanzará su capacidad máxima de resistencia y comenzará a deformarse o colapsar. Esto es particularmente importante en el diseño de estructuras de contención, donde la estabilidad depende de la capacidad del suelo para resistir fuerzas laterales (Fredlund & Krahn, 1977).

Además, la envolvente de falla es utilizada en software de modelación geotécnica, como Slide 6.0 de Rocscience, para simular el comportamiento del suelo bajo diversas condiciones. Estos programas permiten incorporar parámetros como la cohesión y el ángulo de fricción interna, junto con factores como la presencia de agua subterránea y cargas externas, para obtener resultados precisos y confiables (Rocscience, 2020).

2.4. Parámetros Sísmicos

2.4.1. Caracterización Geomecánica de los Suelos

Con base en el Título A, del Código de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) (AIS, 2010), se puede establecer que el municipio de Bucaramanga se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta.

A continuación, se presentan los parámetros básicos necesarios para el diseño sísmico de las estructuras:

Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva: $A_a = 0.25$

Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva vertical: $A_v = 0.25$

El estudio incorpora la tabla de clasificación de perfiles (ver Tabla 1) de suelo establecida en el Título A de la Norma Sismo Resistente (NSR-10), que utiliza la velocidad de onda de corte

(V_S) como parámetro determinante. Cuando no está disponible V_S , la norma permite emplear criterios alternativos indicados en la Tabla 1.

- \bar{N} : Número medio de golpes del ensayo SPT promedio ponderado de los golpes corregidos.
- \bar{S}_u : Resistencia no drenada media.

Adicionalmente, para identificar subtipos y condiciones especiales, la norma considera parámetros complementarios: Índice de Plasticidad (IP), contenido natural de humedad (w , %) y espesor total de arcillas blandas (H , m); los umbrales y la correspondencia de todos estos parámetros con los tipos de perfil se especifican en la Tabla 1.

Esta clasificación agrupa los suelos en cuatro categorías (I a IV) según su respuesta dinámica ante cargas sísmicas y los criterios anteriormente mencionados, donde los perfiles tipo I representan los suelos más competentes y los tipo IV los más susceptibles a amplificación sísmica (AIS, 2010).

Tabla 1

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (=1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (=1 kgf/cm ²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (=0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > \bar{v}_s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ 50 kPa (=0.50 kgf/cm ²) > \bar{s}_u
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Nota: Tomado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

2.4.2. Efectos Locales

Teniendo en cuenta el coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva A_a y del tipo de perfil de suelo, se definen los coeficientes de aceleración para periodos cortos e intermedios, de acuerdo a las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4, donde se presentan los valores del coeficiente F_a (ver Tabla 2), para la zona de periodos cortos del espectro y valores del coeficiente F_v (ver Tabla 3), para la zona de periodos intermedios del espectro de la NSR-10 (AIS, 2010).

Tabla 2

Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota. Tomado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10. de la NSR-10 (AIS, 2010).

Tabla 3

Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota. Tomado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tomado del NSR-10 (AIS, 2010).

2.4.3. Parámetros para análisis seudo estático de taludes

En el análisis seudoestático de taludes, la aceleración horizontal debe determinarse siguiendo los criterios establecidos en la norma NSR-10 (AIS, 2010). Para este propósito, se debe utilizar la aceleración máxima del terreno (a_{max}), la cual puede obtenerse a partir del espectro de diseño (aceleración correspondiente a un período cero) o mediante análisis de amplificación de ondas unidimensionales o bidimensionales, de acuerdo con los parámetros sísmicos definidos en el Capítulo A.2, específicamente en los numerales A.2.1 a A.2.5. Si el sitio de estudio cuenta con un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se empleará la aceleración máxima superficial indicada en el espectro de diseño correspondiente, en lugar de los valores establecidos en la sección A.2.

El coeficiente sísmico de diseño (K_{ST}) representado en la Tabla 4, para análisis seudoestático de taludes debe ser menor o igual a a_{max} . Además, se establecen valores mínimos de K_{ST} en función del tipo de material (reforzado o no) y del tipo de análisis realizado (AIS, 2010).

Tabla 4

Valores de K_{ST}/a_{max} mínimos para análisis seudo estático de taludes

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

Nota. Tomado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

La aceleración máxima del terreno a_{max} , está dada por la aceleración del espectro de diseño para periodo cero así:

$$a_{max} = A_a * F_a * I$$

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

I = Coeficiente de importancia.

2.5. Amplificación Topográfica y Efecto Local en la Respuesta Sísmica

La respuesta sísmica de un lugar no depende únicamente de la magnitud del evento o de la distancia al epicentro; también está condicionada por las características propias del terreno. Entre los factores locales que influyen se encuentran la amplificación topográfica y el efecto local (o amplificación de sitio), fenómenos que, en ingeniería geotécnica sísmica, resultan clave porque pueden modificar de forma significativa la intensidad y el comportamiento del movimiento del suelo durante un terremoto.

2.5.1. Amplificación Topográfica

Este fenómeno se presenta cuando las ondas sísmicas interactúan con relieves marcados, como colinas, crestas o laderas empinadas. En estos lugares, las ondas se reflejan y refractan, concentrando su energía hacia la parte superior del relieve. El resultado es que las aceleraciones en la cima suelen ser mayores que en la base, lo que incrementa el riesgo para estructuras situadas en zonas elevadas. Este efecto cobra especial relevancia en áreas montañosas, donde la irregularidad del relieve puede provocar una exageración de los impactos sísmicos (Kramer, 1996).

2.5.2. Efecto Local (Amplificación de Sitio)

El efecto local describe la alteración de las ondas sísmicas según las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo en un punto concreto. Factores como el tipo y espesor del suelo, la

presencia de agua subterránea y la disposición de las capas geológicas pueden amplificar o, en menor medida, atenuar las ondas. Los suelos blandos y saturados, por ejemplo, suelen amplificar los movimientos, especialmente en frecuencias bajas, lo que puede traducirse en desplazamientos y aceleraciones más altos en la superficie. Este fenómeno es crucial en el diseño sismorresistente, pues incide directamente en la respuesta de las estructuras y en la magnitud de los daños potenciales (Kramer, 1996).

En muchas ocasiones, la amplificación topográfica y el efecto local actúan de forma simultánea. Una colina con suelos blandos no solo concentrará las ondas debido a su forma, sino que también las amplificará por las características del terreno, generando movimientos mucho más intensos en superficie. Por ello, en zonas con topografía compleja y suelos poco competentes, es indispensable evaluar ambos efectos durante el análisis y diseño de obras (Kramer, 1996).

En el caso del barrio La Feria, ubicado en un sector con pendientes marcadas y suelos propensos a saturarse, es probable que tanto la amplificación topográfica como el efecto local hayan influido en la respuesta sísmica durante el evento de marzo de 2023. La interacción de estos fenómenos, junto con factores humanos como la construcción en terrenos inestables y deficiencias en la infraestructura, podría explicar la magnitud del deslizamiento. Considerar estas condiciones en la planificación urbana y en el diseño de medidas de mitigación resulta esencial para reducir futuros riesgos.

2.6. Anclajes como Medida de Mitigación

Las pantallas ancladas son ampliamente empleadas como sistemas de contención para soportar las fuerzas generadas por el suelo retenido, transfiriéndolas de manera segura a una zona estable fuera del área susceptible a movimientos. Este método se utiliza principalmente para

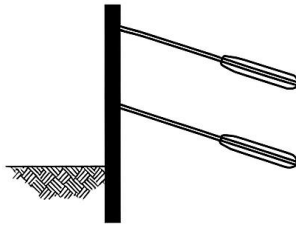
estabilizar taludes y excavaciones en proyectos de construcción, ofreciendo una solución efectiva en casos donde se presentan problemas de inestabilidad del terreno. Su diseño permite contener y redistribuir las cargas, garantizando la seguridad y estabilidad de las estructuras (Rondón & Torrado, 2017).

Los anclajes son versátiles y pueden emplearse en diversas condiciones geotécnicas. En taludes, proporcionan resistencia adicional contra deslizamientos, mientras que, en estructuras como muros de contención, ayudan a contrarrestar fuerzas laterales. También son efectivos para resistir fuerzas de levantamiento vertical, como las generadas por presiones hidrostáticas o momentos de vuelco, especialmente en aplicaciones subacuáticas donde el peso propio de la estructura es insuficiente (FHWA, 1999). Entre sus ventajas destacan la reducción del volumen de concreto necesario y la minimización de excavaciones, lo que los hace económicos y eficientes.

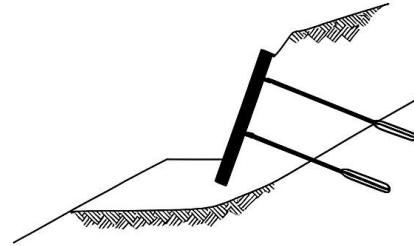
El sistema de anclajes ofrece múltiples aplicaciones en estabilización de taludes, cuya selección depende de las condiciones geotécnicas específicas de cada caso. En la Figura 15, se presentan las aplicaciones más comunes.

Figura 15

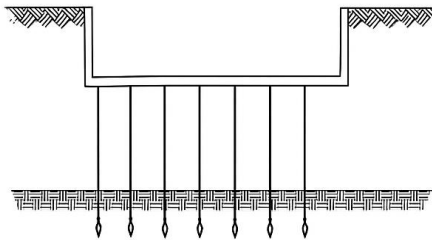
Aplicaciones de anclajes y sistemas anclados



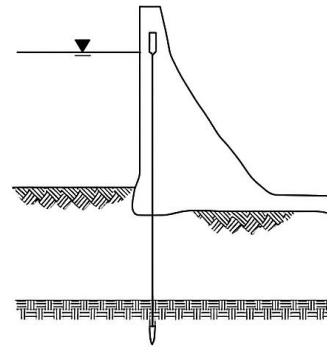
(a) Muro de contención de carretera



(b) Estabilización de taludes



(c) Losa contra subpresión



(d) Estabilización de presa de hormigo

Nota. Tomado del FHWA (1999).

El diseño de anclajes requiere un análisis detallado de las condiciones del sitio, incluyendo la determinación de parámetros geotécnicos como la cohesión y el ángulo de fricción interna. Además, es crucial considerar factores como la presencia de agua subterránea y las cargas dinámicas, especialmente en zonas sísmicas. Sin embargo, los anclajes presentan desafíos, como variaciones en la carga debido al asentamiento o levantamiento del terreno y dificultades para garantizar conexiones estancas en aplicaciones hidrostáticas (FHWA, 1999).

3. Objetivos

3.1. Objetivo General

Diseñar de manera preliminar una alternativa de mitigación del deslizamiento presentado en el barrio La Feria en el año 2023, Bucaramanga – Santander.

3.2. Objetivos Específicos

- Establecer un modelo geológico y geotécnico de la zona de estudio, mediante caracterización de los sondeos, información geológica e información secundaria relevante de la zona de estudio.
- Desarrollar análisis de estabilidad numéricos estableciendo factores de seguridad en condiciones inicial, en el estado actual del talud y con obras de mitigación.
- Generar un análisis presupuestal de las obras planteadas.

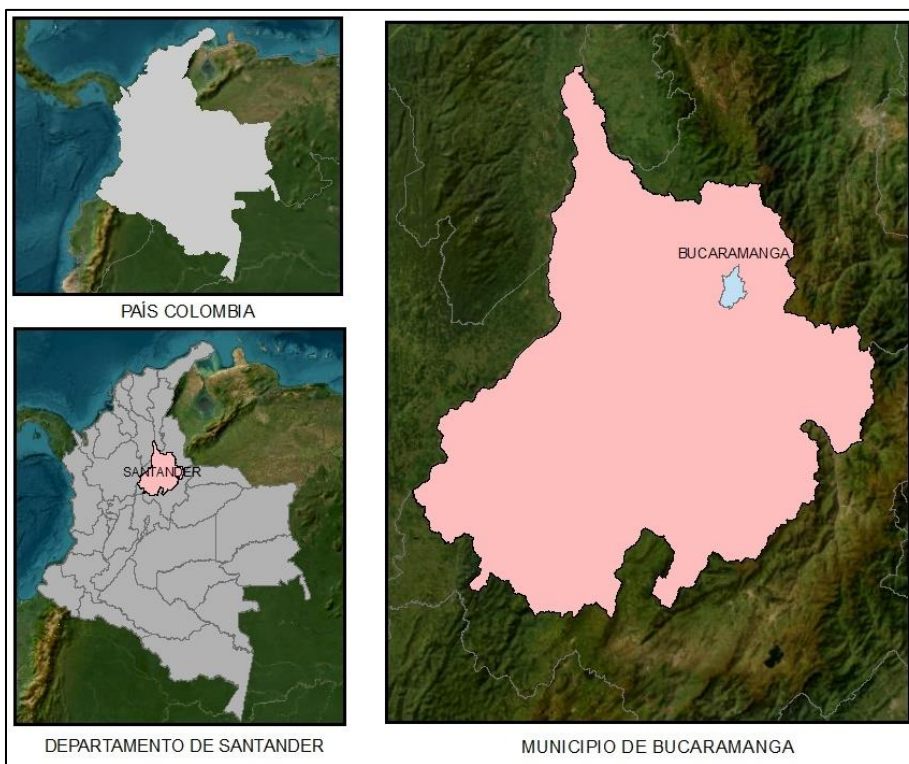
4. Generalidades del Proyecto

A continuación, se lleva a cabo una descripción general del área de estudio, considerando aspectos clave como su localización, condiciones climáticas (temperatura y precipitación), características hidrográficas y tipo de vegetación presente.

4.1. Localización Área de Estudio

Figura 16

Localización general área de estudio



Nota. Ubicación geográfica del municipio de Bucaramanga, Santander.

Bucaramanga, capital del departamento de Santander, tiene los siguientes límites territoriales: al norte con el municipio de Rionegro; al este con los municipios de Matanza, Charta y Tona; al sur con el municipio de Floridablanca; y al oeste con el municipio de Girón. El

municipio abarca una extensión de 165 kilómetros cuadrados (Área Metropolitana de Bucaramanga, s.f.).

4.2. Características Ambientales

La ciudad se encuentra a una altitud de 959 metros sobre el nivel del mar y cuenta con una distribución de pisos térmicos que incluyen: 55 kilómetros cuadrados de zona cálida, 100 kilómetros cuadrados de zona media y 10 kilómetros cuadrados de zona fría. La temperatura promedio es de 23°C, y la precipitación media anual alcanza los 1.041 mm (Área Metropolitana de Bucaramanga, s.f.).

En cuanto a su topografía, Bucaramanga presenta un 15% de terreno plano, un 30% de relieve ondulado y un 55% de áreas quebradas. Dentro de su territorio destacan tres cerros principales: Morro Rico, Alto de San José y El Cacique (Área Metropolitana de Bucaramanga, s.f.).

Los principales cuerpos de agua que atraviesan la ciudad son el Río de Oro y el Río Suratá, junto con varias quebradas como La Flora, Tona, La Iglesia, Quebrada Seca, Cacique, El Horno, San Isidro, Las Navas, La Rosita y Bucaramanga (Área Metropolitana de Bucaramanga, s.f.).

4.3. Ubicación Local

El área de interés del proyecto, ubicada en Bucaramanga, Santander, abarca desde la Carrera 2A, en el barrio La Feria, que constituye la corona del talud, hasta los asentamientos humanos denominados Camilo Torres y Cuyanita, ubicados en el pie del terreno como se presenta en la Figura 17.

Figura 17*Ubicación área de estudio*

Nota. Tomado de Google Earth.

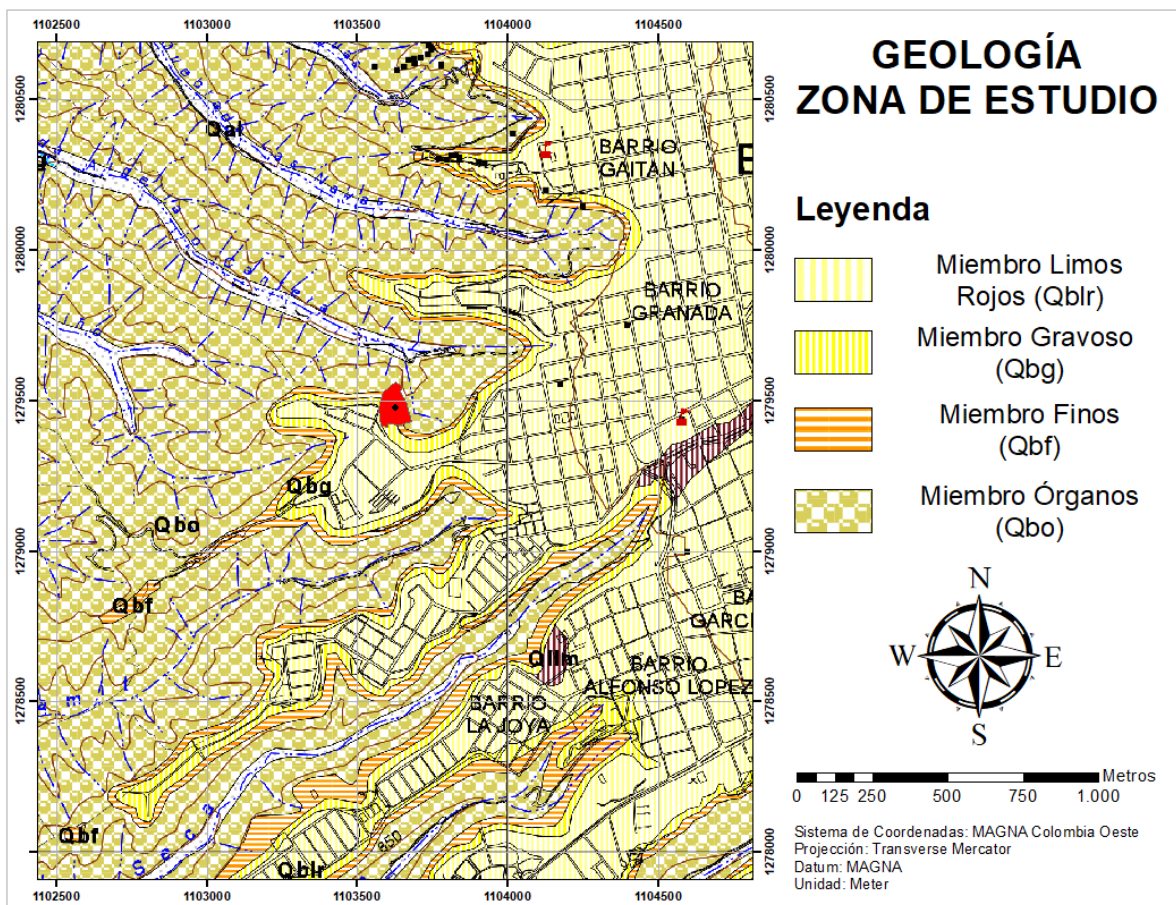
4.4. Geología Local

El sector de estudio se localiza en el área urbana de Bucaramanga, sobre la formación Bucaramanga, un depósito sedimentario del Cuaternario que forma un abanico aluvial erosionado, vinculado principalmente al río Suratá. Este abanico yace sobre una depresión de origen tectónico, donde se asienta gran parte de la ciudad. La formación está delimitada al nororiente y oriente por el Macizo de Santander, al noroccidente y occidente por el cerro de Palonegro y el río de Oro, y al sur por la Mesa de Ruitoque. Su relieve es ligeramente ondulado, con pendientes entre 2° y 7° , y abarca aproximadamente 60 a 80 km². Está surcada por varias quebradas, principalmente afluentes del río de Oro, formando un drenaje dendrítico subparalelo (INGEOMINAS, 2001)

La formación está compuesta por materiales de origen fluvial, como depósitos aluviales, flujos de escombros y sedimentos de canales y lagunas. Según investigaciones, se divide en tres niveles principales: un paquete inferior de más de 150 metros de espesor, con gravas clasto-soportadas y lentes arenosas; una capa intermedia de 10 a 18 metros de arcillas; y un nivel superior de 8 a 15 metros, con fragmentos angulares gruesos y finos arenosos (INGEOMINAS, 2001).

Figura 18

Mapa geológico zona de estudio



Nota. Adaptado del INGEOMINAS, 2001.

4.4.1. Miembro Órganos (Qbo)

Definido por Hubach (1952), este miembro aflora en la parte occidental de la meseta de Bucaramanga, especialmente en áreas como Girón, el anillo vial y la mesa de Ruitoque. Se caracteriza por su espesor significativo, que supera los 180 metros en sectores como las quebradas Dos Aguas y La Feria. Está compuesto por depósitos polimicríticos de gravas y bloques, con fragmentos de hasta 1 metro de diámetro, en una matriz arcillosa pardo-amarillenta. Los materiales incluyen areniscas silíceas, rocas ígneas ácidas y neis micáceo, con formas redondeadas a subredondeadas. Morfológicamente, forma valles en "V" y crestas agudas, con un drenaje dendrítico subparalelo y una alta susceptibilidad a la erosión, generando cárcavas y estoraques (INGEOMINAS, 2001).

4.4.2. Miembro Finos (Qbf)

Este nivel, reconocido por Hubach (1952), se ubica entre los miembros Órganos y Gravoso. Consiste en una capa lenticular de aproximadamente 15 metros de espesor, compuesta por arcillas, limos y arenas de colores gris verdoso. Se divide en dos conjuntos: un conjunto arcilloso en la base, masivo y estratificado, y un conjunto arenoso en el techo, con niveles limoarenosos y arcósicos. Aflora en zonas como la antigua ladrillera de Bucaramanga y los barrios Ciudadela Real de Minas y La Feria. Su geometría es tabular a lenticular, con estratificación plana y cruzada (INGEOMINAS, 2001).

4.4.3. Miembro Gravoso (Qbg)

Definido por Niño y Vargas (1992), este miembro se localiza en los escarpes occidentales y norte de Bucaramanga, así como en barrios como La Cumbre y La Feria. Presenta un espesor de 8 a 30 metros, con depósitos de gravas, bloques y matriz areno-arcillo-limosa de colores pardo rojizo. Los cantos, de hasta 0.8 metros de diámetro, están compuestos principalmente por rocas

metamórficas e ígneas del Macizo de Santander. El contacto inferior con el miembro Finos es neto, mientras que el superior con el miembro Limos Rojos es gradacional. Su morfología incluye colinas suaves y valles con drenaje dendrítico, y su ambiente de depositación sugiere flujos de escombros (INGEOMINAS, 2001).

4.4.4. Miembro Limos Rojos (Qblr)

Descrito por Julivert (1963), este miembro forma la "Meseta de Bucaramanga", con un relieve semiplano y pendientes suaves (2-7%). Está compuesto por limos, arenas arcillosas y gravas de colores rojizos, amarillentos y naranjas, con bloques angulares de arenisca meteorizada. Se extiende desde el área urbana de Bucaramanga hasta el norte de Floridablanca. El contacto con el miembro Gravoso es gradacional, y su parte superficial está altamente meteorizada, lo que le confiere mayor resistencia a la erosión. Su ambiente de depositación indica flujos de lodos combinados con caídas de bloques (INGEOMINAS, 2001).

4.5. Geomorfología Local

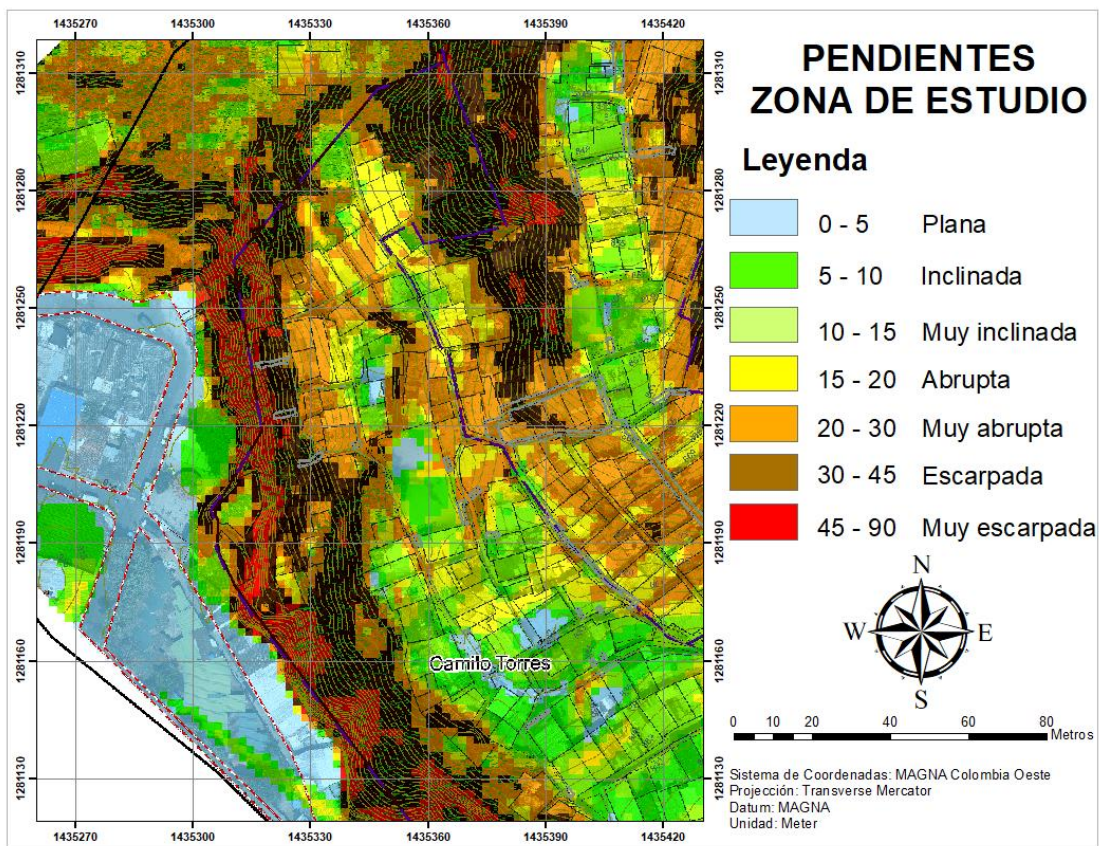
El análisis de la pendiente del terreno en el área de estudio, correspondiente a la Comuna 4, permitió reconocer una distribución variada de inclinaciones que reflejan la dinámica geomorfológica del lugar. A partir del modelo digital de elevación de alta resolución (0,2 m/píxel), procesado mediante la herramienta Slope de ArcMap, se clasificaron las pendientes en siete rangos según la propuesta de Carvajal (2012), permitiendo una caracterización precisa del relieve.

Los resultados indican que las zonas planas a suavemente inclinadas (0° - 5°) son las de mayor extensión, ocupando el 23,84% del área total (5,93 ha). Estas áreas corresponden a superficies relativamente estables, relacionadas con procesos de acumulación y posibles terrazas de origen fluvial. En contraste, las pendientes muy abruptas (20° - 30°) y escarpadas (30° - 45°)

cubren el 17,90% (4,45 ha) y 16,55% (4,12 ha), respectivamente. En la Figura 19 se observa el mapa de pendientes del sector. Se localizan principalmente en bordes de terrazas o zonas de transición hacia los valles, donde predominan procesos erosivos activos y eventos de remoción en masa (CI AMBIENTAL, 2023).

Figura 19

Modelo de pendientes del terreno para la zona de estudio



Nota. Adaptado de Consultoría para la Elaboración de Estudios detallados de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa, Inundación, y Avenidas Torrenciales en Sectores Priorizados en las Comunas Cuatro (Camilo Torres, Cuyanita, Milagro De Dios, Zarabanda, y Ciudad Perdida) del Municipio De Bucaramanga, por CI AMBIENTAL, 2023.

Se identificaron cambios marcados en la pendiente, con escarpes subverticales y laderas muy abruptas a escarpadas, que contrastan con áreas de pendientes suaves y morfologías regulares. Estas características sugieren la presencia de antiguos depósitos de coluvión y superficies de explanación, tanto antiguas como recientes. La erosión remontante de los drenajes ha modelado el paisaje, formando valles en "V" y terrazas fluviales en las zonas más bajas, donde las pendientes son planas a suavemente inclinadas (CI AMBIENTAL, 2023).

5. Caracterización Geotécnica del Área de Estudio

Según la información recopilada de los estudios desarrollados por el consultor CI AMBIENTAL en los estudios de La Feria (CI AMBIENTAL, 2023), se realizaron dos sondeos geotécnicos en el área de estudio, identificados como CI-P-01 y CI-P-09, a una profundidad de 25.50 metros y fueron ubicados como se muestra en la Figura 20. Cada sondeo fue diseñado para la instalación de instrumentación geotécnica específica: en el CI-P-01 se colocó un inclinómetro para monitorear desplazamientos horizontales del terreno, mientras que en el CI-P-09 se instaló un piezómetro para medir los niveles de agua subterránea. En la Tabla 5 se presenta con detalle las características de la instrumentación. Adicionalmente, se llevaron a cabo ensayos de laboratorio, con el fin de caracterizar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales obtenidos durante las perforaciones. Estos estudios proporcionan información crucial para evaluar la estabilidad del terreno y diseñar medidas de mitigación adecuadas. Además, se elaborarán perfiles geológicos-geotécnicos utilizando la información secundaria recopilada, que incluye datos topográficos, geológicos y los resultados de los ensayos de campo mencionados, lo que permitirá una comprensión integral del comportamiento del suelo en la zona de estudio.

Figura 20

Locación general exploración geotécnica



Nota. Modificado de CI AMBIENTAL, 2023.

5.1. Sondeos Geomecánicos

El consultor CI AMBIENTAL de los estudios de La Feria (CI AMBIENTAL, 2023) empleo máquina de perforación Acker Soil Scout, destinada a la exploración geotécnica. En el marco de estos estudios, se realizaron perforaciones mecánicas con diámetro HQ (96 mm), empleando el método de recuperación continua wire line.

Los registros de perforación se encuentran detallados en el Apéndice A, donde se describen las características de cada muestra, como el identificador (ID), la profundidad, la recuperación del material en cada avance, el RQD (cuando aplica), el RPI (para materiales cohesivos) y una descripción detallada de los suelos y rocas muestreados. Estas descripciones incluyen el tipo de

material, el tamaño y forma de las partículas, el color, el espesor de cada estrato identificado, así como las condiciones de humedad, consistencia o compacidad del material extraído. Como ejemplo, en el Apéndice A se presenta el perfil estratigráfico de las perforaciones, el cual fue transcrito al software Strater para su visualización y análisis (CI AMBIENTAL, 2023).

Tabla 5

Ubicación de la exploración geotécnica

Sondeo	Coordenadas (m)		Tipo de Instrumentación	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
	Este	Norte			
CI-P-01	4984540.673	2345019.209	Inclinómetro	25.50	5.0
CI-P-09	4984544.686	2345026.194	Piezómetro	25.50	2.5

Nota. Modificado de CI AMBIENTAL, 2023.

5.2. Ensayos de Laboratorio

Se le practicaron ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas de dos perforaciones en campo ejecutadas en el área de estudio. En la Tabla 6 se presentan los resultados estudiados para los ensayos de laboratorio desarrollados con las normas INV E-123, INV E-125 e INV E-126, los cuales comprenden los ensayos de humedad, granulometría y límites de consistencia (límite líquido y límite plástico) que determinan la clasificación del suelo. Adicionalmente, se realizaron ensayos de peso unitario y de corte directo; el ensayo de peso unitario se desarrolló con la norma ASTM 7263 – 09 y el ensayo de corte directo con la norma INV-E 154-13. Los resultados de estos últimos se presentan en las Tablas 7 y 8, respectivamente.

Tabla 6

Información de los ensayos de laboratorio para la clasificación de los suelos

Sondeo	Profundidad	Clasificación de Muestras					S.U.C.S	AASHTO
		W(%)	% Finos	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)		
CI-P-01	1,50	18,80						
CI-P-01	2,50	24,20		50	19	31	CL o OL	A-6
CI-P-01	4,50	23,40						
CI-P-01	6,00		40,52				SC	A-2-6
CI-P-01	7,50			39	17	22	CL o OL	A-6
CI-P-01	9,00		52,50				CL	A-6
CI-P-01	10,50	21,80	45,28				SC	A-2-6
CI-P-01	12,00			42	22	21	CL o OL	A-6
CI-P-01	13,50	17,70	26,58				GC o GM	A-2-7
CI-P-01	15,00							
CI-P-01	16,50	9,40	48,43				SC o SM	A-2-7
CI-P-01	18,00	22,50						
CI-P-01	19,50							
CI-P-01	20,50							
CI-P-01	21,00		22,62				GC o GM	
CI-P-01	22,50	15,80						
CI-P-09	0,10		4,94					
CI-P-09	1,50		60,19					
CI-P-09	3,00	22,54		49	21	28		
CI-P-09	3,50							
CI-P-09	4,50	21,60	22,82				SC	A-2-6
CI-P-09	6,00	22,56	33,44	47	24	24	GC	A-2-6
CI-P-09	7,50	35,40	27,57				GC	A-2-6
CI-P-09	9,00	23,20	38,01				GC	A-2-6
CI-P-09	10,50	26,81	37,83	48	21	27	SC	A-2-6
CI-P-09	12,00	15,99	29,41	47	22	25	GC	A-2-6
CI-P-09	13,50	27,26	42,57	49	21	28	SC	A-2-6
CI-P-09	16,50	15,90	52,71				CL	A-6
CI-P-09	18,00							
CI-P-09	19,50							
CI-P-09	21,00	19,20	42,48					
CI-P-09	22,50	15,90						

Nota. Modificado de CI AMBIENTAL, 2023.

Tabla 7*Información de los ensayos de peso unitario*

Peso Unitario		
Sondeo	Profundidad (m)	Peso Unitario (kN/m ³)
CI-P-01	3,0 – 4,50	19,91
CI-P-01	15,0 – 16,50	20,55
CI-P-01	19,50 – 21,0	20,43
CI-P-09	1,50 – 3,0	20,18
CI-P-09	6,0 – 7,50	20,16
CI-P-09	9,0 – 10,50	18,92
CI-P-09	12,0 – 13,50	19,49
CI-P-09	15,0 – 16,50	20,87
CI-P-09	19,50 – 21,0	20,93

Nota. Modificado de CI AMBIENTAL, 2023.**Tabla 8***Información ensayos de corte directo*

Corte Directo				
Sondeo	Clasificación del Suelo	Profundidad (m)	Cohesión (kPa)	Angulo de Fricción (°)
CI-P-01	ML	1,50 – 3,0	26,80	21,80
CI-P-01	SC	9,0 – 10,50	43,10	-
CI-P-01	SC	15,0 – 16,50	15,20	35,20
CI-P-01	SM	21,0 – 24,0	49,10	21,90
CI-P-09	ML	4,50 – 5,50	11,50	32,10
CI-P-09	CL	19,50 – 21,0	35,50	26,80

Nota. Modificado de CI AMBIENTAL, 2023.

5.3. Monitoreo Geotécnico

Como respuesta al deslizamiento ocurrido en el barrio La Feria durante la ejecución del proyecto, la consultora CI AMBIENTAL (2023) implementó medidas correctivas que no estaban contempladas inicialmente en el estudio. Entre estas acciones se incluyó un monitoreo piezométrico e inclinométrico del proceso inestable, destinado a caracterizar la respuesta del terreno. Para ello, la consultora ejecutó dos perforaciones mecánicas cerca del escarpe del

deslizamiento, utilizando estos sondeos para la instalación de la instrumentación geotécnica que permitiera monitorear los niveles de agua subterránea (piezómetros) y los desplazamientos del terreno (inclinómetros).

5.3.1. Monitoreo Piezométrico

El monitoreo mediante un piezómetro se realiza mediante un instrumento utilizado para medir los niveles de agua subterránea. Su funcionamiento consiste en introducir una sonda piezométrica a través de una tubería especializada instalada en el terreno. La sonda desciende hasta que detecta la superficie del agua por medio del contacto, momento en el cual se registra la profundidad a la que se encuentra el nivel freático. Este dato es fundamental para evaluar las condiciones hidrológicas del suelo y su influencia en la estabilidad del terreno.

La Tabla 9 organiza los datos recopilados durante las inspecciones del piezómetro instalado. Las mediciones indican que el nivel freático se detecta a profundidades entre los 24 a 25 metros en las lecturas realizadas en el año 2023, lo que sugiere que la grieta actúa como una capa permeable, permitiendo el flujo del agua subterránea. Además, se observó una acumulación de material arcilloso en la punta de las sondas, como se muestra en la Figura 21 (CI AMBIENTAL, 2023).

Figura 21

Fotografía monitoreo piezométrico



Nota. Tomado de *Construcción de Obras de Mitigación en el Barrio La Feria ubicado en el Municipio de Bucaramanga, Departamento De Santander* (pag.26), por CI AMBIENTAL, 2023.

Tabla 9

Profundidad de la tabla de agua durante el monitoreo piezométrico en el año 2023

	Jornada de Monitoreo / Fecha												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Fecha	3/4	4/4	10/4	19/4	25/4	3/5	10/5	17/5	28/5	31/5	7/6	14/6	21/6
CI-P-09	24,90	25,44	24,43	25,52	25,40	25,50	25,50	25,62	25,50	25,42	25,4	25,50	25,70

Nota. Tomado de *Construcción de Obras de Mitigación en el Barrio La Feria ubicado en el Municipio de Bucaramanga, Departamento De Santander* (pag.26), por CI AMBIENTAL, 2023.

5.3.2. Monitoreo Inclínométrico

Un inclinómetro es un instrumento utilizado para medir desplazamientos horizontales en el terreno, especialmente en taludes que presentan movimientos progresivos. Consiste en una sonda que se desliza dentro de un tubo instalado verticalmente en el suelo. La sonda detecta cambios en la inclinación del tubo, lo que permite calcular la magnitud y dirección de los desplazamientos a diferentes profundidades. Este método es fundamental para identificar zonas

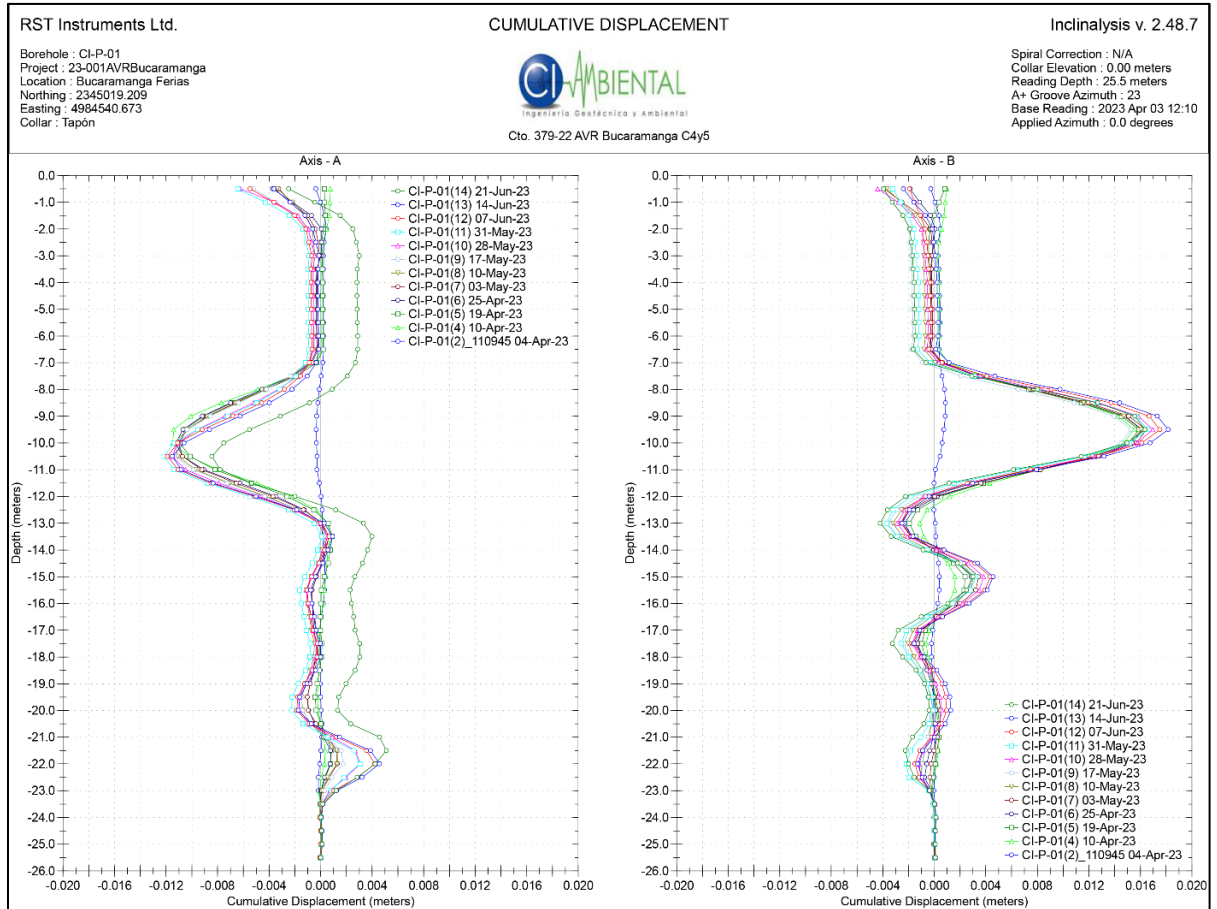
críticas de movimiento y evaluar la estabilidad del talud, proporcionando datos clave para diseñar medidas de mitigación (Dunnicliff, 1993).

En taludes activos, como en el caso de deslizamientos progresivos, el inclinómetro permite monitorear la evolución del movimiento a lo largo del tiempo. Por ejemplo, si se detecta un aumento en los desplazamientos a cierta profundidad, esto puede indicar la formación de una superficie de falla. Estos datos son esenciales para predecir posibles colapsos y tomar acciones preventivas (Cornforth, 2005).

Los resultados de las primeras 13 mediciones realizadas en la perforación CI-P-01 indican una clara tendencia del terreno a desplazarse hasta los 10 metros de profundidad como se muestra en la Figura 22. Aunque estos desplazamientos son del orden de centímetros, se observó un movimiento significativo entre el 4 y el 10 de abril del año 2023, período en el que se registró la mayor parte de las deformaciones. Posteriormente, las deformaciones horizontales disminuyeron, aunque se detectó un ligero aumento en la última medición. Esta profundidad podría coincidir con la formación de una grieta de tracción en el barrio La Feria, lo que sugiere una posible inestabilidad en la zona (CI AMBIENTAL, 2023).

Figura 22

Lecturas de campo inclinómetro, desplazamiento acumulado



Nota. Tomado de Construcción de Obras de Mitigación en el Barrio La Feria ubicado en el Municipio de Bucaramanga, Departamento De Santander (pag.27), por CI AMBIENTAL, 2023.

5.4. Perfiles Geológico-Geotécnicos

En una primera etapa, se revisaron las descripciones de las muestras obtenidas durante la exploración de campo, y se contrastaron estas observaciones con la litología observada directamente en el sitio. Basándose en las características geológicas, geomorfológicas y los datos

recopilados en campo, se establecieron los contactos litológicos entre las diferentes unidades de suelo y roca. A continuación, se presentan los perfiles proyectados en planta de la zona de estudio.

Figura 23

Planta de la zona de estudio

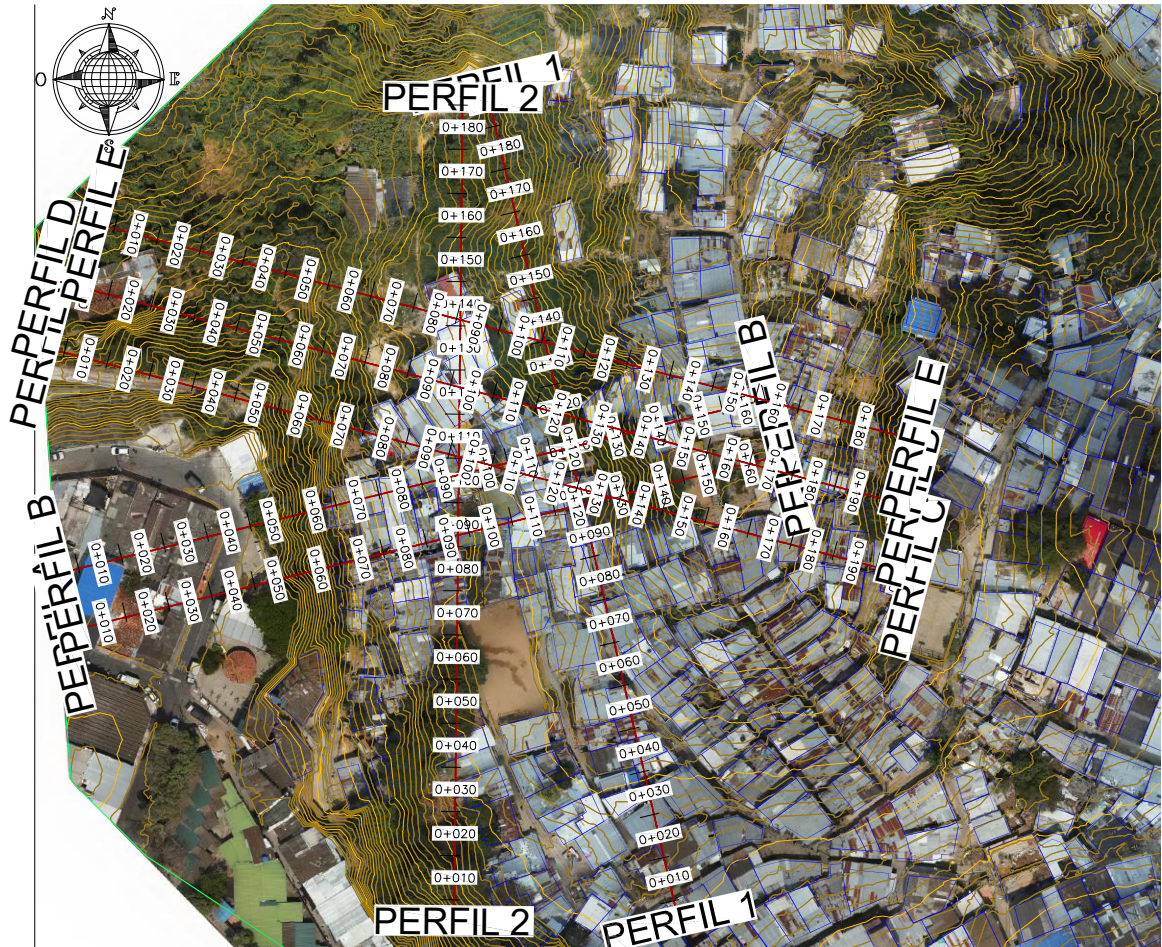
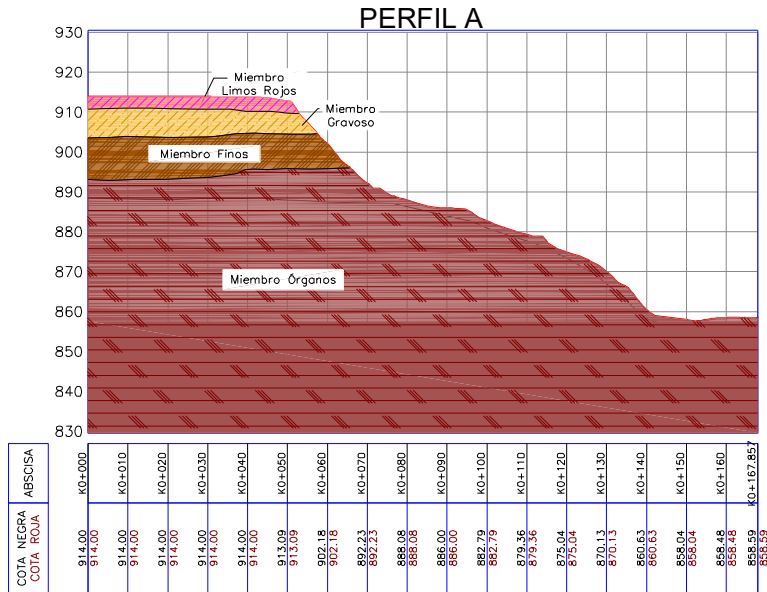


Figura 24

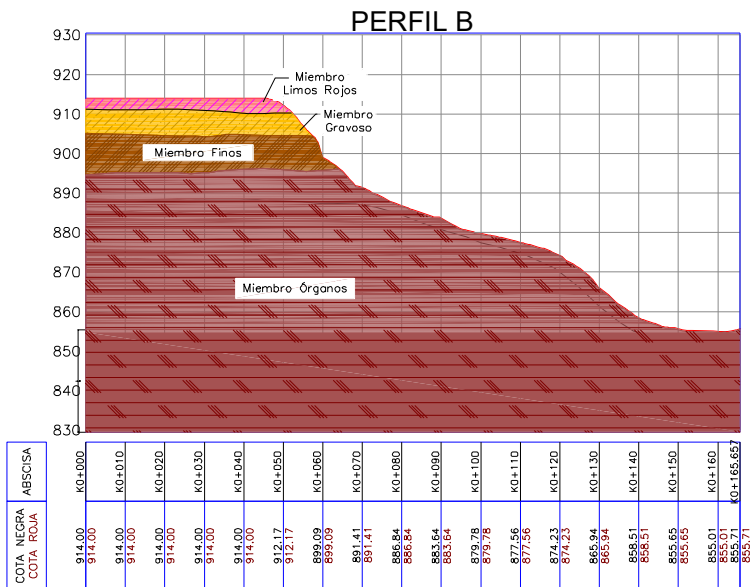
Perfil A



Nota. Contactos litológicos generados por el perfil A.

Figura 25

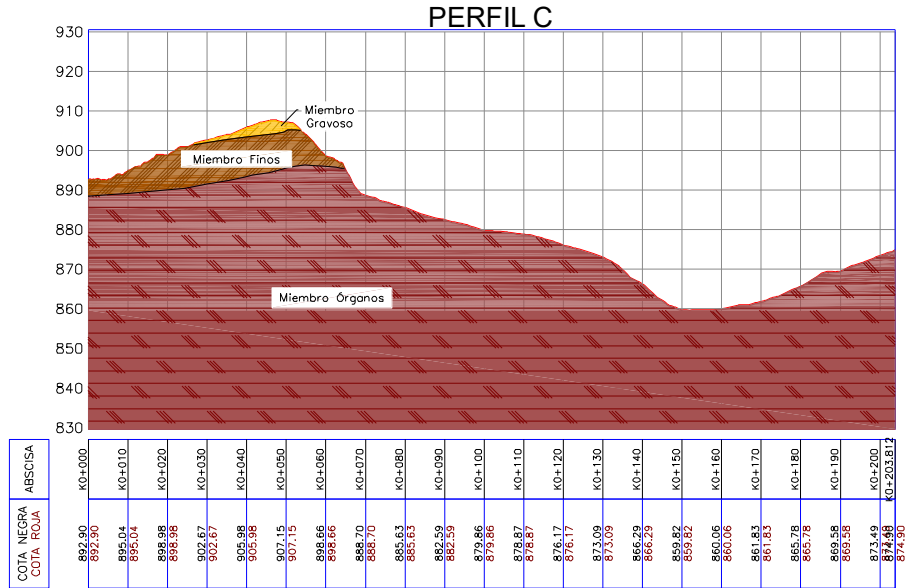
Perfil B



Nota. Contactos litológicos generados por el perfil B.

Figura 26

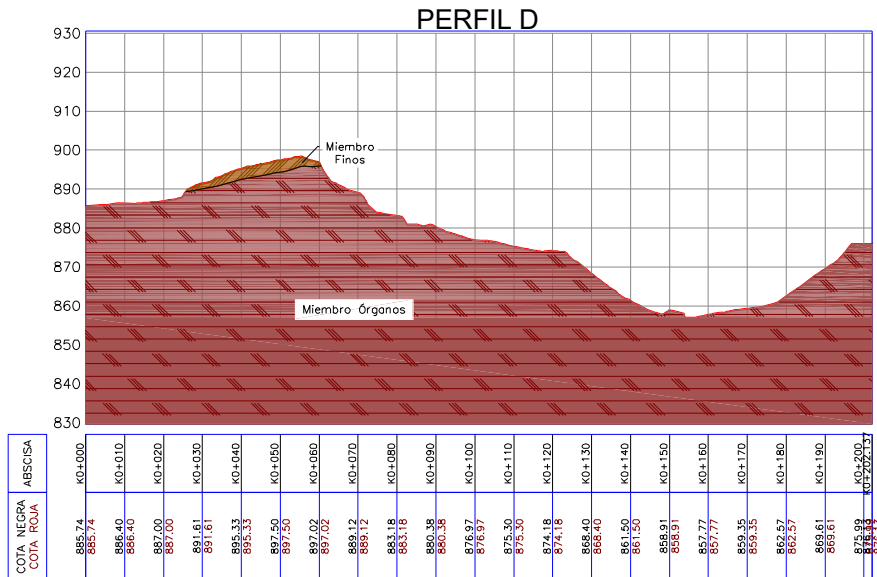
Perfil C



Nota. Contactos litológicos generados por el perfil C.

Figura 27

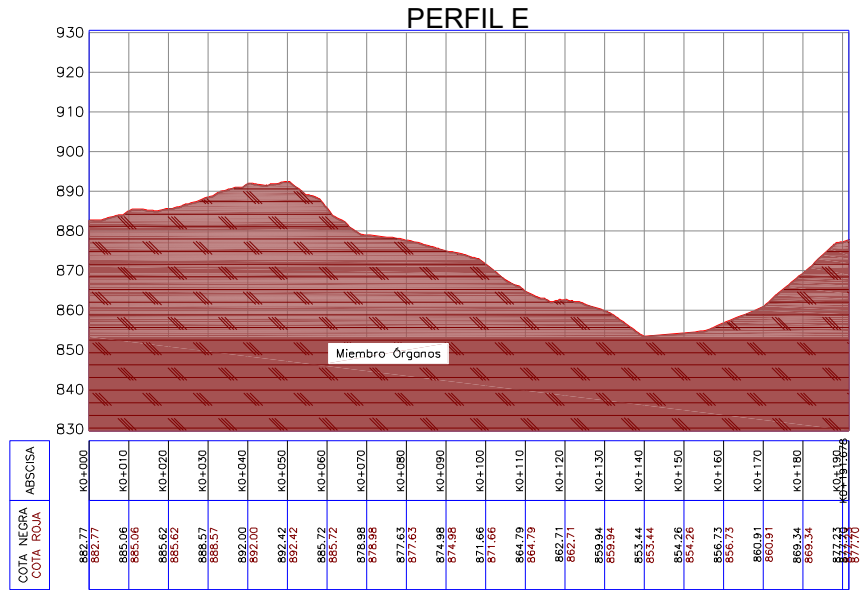
Perfil D



Nota. Contactos litológicos generados por el perfil D.

Figura 28

Perfil E



Nota. Contactos litológicos generados por el perfil E.

6. Calibración del Modelo para el Análisis de Estabilidad

Tras completar la exploración geotécnica, el análisis de los resultados de laboratorio y la definición de los perfiles litológicos, se procedió a evaluar la estabilidad del talud mediante modelado numérico en el software Slide 6.0 (Rocscience Inc., 2019), utilizando el método de elementos finitos. Para ello, se analizaron los perfiles A y B, tanto antes como después del deslizamiento. La topografía empleada en los modelos corresponde a una obtenida antes del evento y otra recopilada un mes después del deslizamiento, lo que permitió comparar las condiciones del terreno en ambos escenarios. Gracias a la topografía posterior al evento, se identificaron las grietas que marcaron el inicio del movimiento en masa, lo que ayudó a determinar las posibles superficies de falla en el caso de estudio.

De acuerdo con la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10), el nivel de amenaza de un talud se determina considerando factores como la pendiente, las condiciones geotécnicas del suelo, la presencia de agua subterránea y la actividad sísmica de la zona. En este caso, el análisis realizado permitió clasificar el nivel de amenaza del talud, considerando los factores de seguridad obtenidos en los modelos y las condiciones críticas identificadas durante el estudio.

6.1. Caracterización Geomecánica de los Suelos

Considerando la caracterización litológica de los miembros Limos Rojos, Finos, Gravoso y Órganos identificados en la zona de estudio, se determinó que, aunque el contenido de finos de algunas unidades podría sugerir un comportamiento no drenado ante incrementos rápidos de esfuerzos, los modelos de estabilidad se desarrollaron en términos de esfuerzos efectivos. Esta

decisión se fundamenta en que los taludes analizados son de tipo permanente, requiriendo una evaluación a largo plazo donde las condiciones drenadas son determinantes.

Los parámetros de resistencia al corte (cohesión efectiva y ángulo de fricción interna) para el modelo Mohr-Coulomb se obtuvieron mediante ensayos de corte directo consolidados-drenados (CD), realizados en muestras representativas de cada unidad litológica. Estos ensayos, complementados con análisis de clasificación, granulometrías y pesos unitarios, permitieron caracterizar el comportamiento mecánico de los materiales bajo condiciones de drenaje, asegurando una representación realista de su respuesta frente a cargas estáticas y sísmicas. A continuación, se presentan los valores correspondientes a cada estrato de suelo:

Tabla 10

Parámetros geomecánicos estratos de suelos

Estrato	Clasificación del Suelo	Peso Unitario (kN/m ³)	Cohesión (kN/m ²)	Angulo de Fricción (°)
Miembro Limos Rojos (Qblr)	ML	17	27	22
Miembro Gravoso (Qbg)	ML	19	12	32
Miembro Finos (Qbf)	SC	19	15	35
Miembro Órganos (Qbo)	CL	21	36	27

6.2. Evaluación de Estabilidad de Taludes mediante Equilibrio Límite

Para el análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite, se empleó el criterio de Mohr-Coulomb, cuyos parámetros fundamentales son la cohesión efectiva y el ángulo de fricción interna del material.

La NSR-10 (AIS, 2010) establece en su Título H.2.4.3 que los factores de seguridad geotécnicos (FSB), según lo indicado en la Tabla 11, deben seleccionarse considerando el FSBM, que corresponde al factor de seguridad en la base del muro (controla el deslizamiento, volcamiento

y capacidad portante), y el FSBUM, que corresponde al factor de seguridad del suelo subyacente (controla la estabilidad global o falla del macizo de fundación).

- La magnitud e importancia de la obra
- Las consecuencias potenciales de una falla
- La confiabilidad de la información geotécnica disponible

Tabla 11

Factores de seguridad mínimos directos

Condición	F _{SBM}		F _{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Nota. Tomado de la NSR-10, por la AIS, 2010.

El proceso mediante el cual se determina la probabilidad de ocurrencia y la severidad de un evento en un tiempo dado y en un área determinada, se determinó mediante la evaluación de los factores de seguridad del área en estudio, clasificando la amenaza según la Tabla 12 con base en los criterios establecidos en los términos de referencia por el Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2016).

Tabla 12

Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento

Nivel de Amenaza	Rango F.S. Condición estática	Rango F.S. Condición seudoestática
Alta	< 1,25	< 1,05
Media	1,25 – 1,50	1,05 – 1,20
Baja	> 1,50	> 1,20

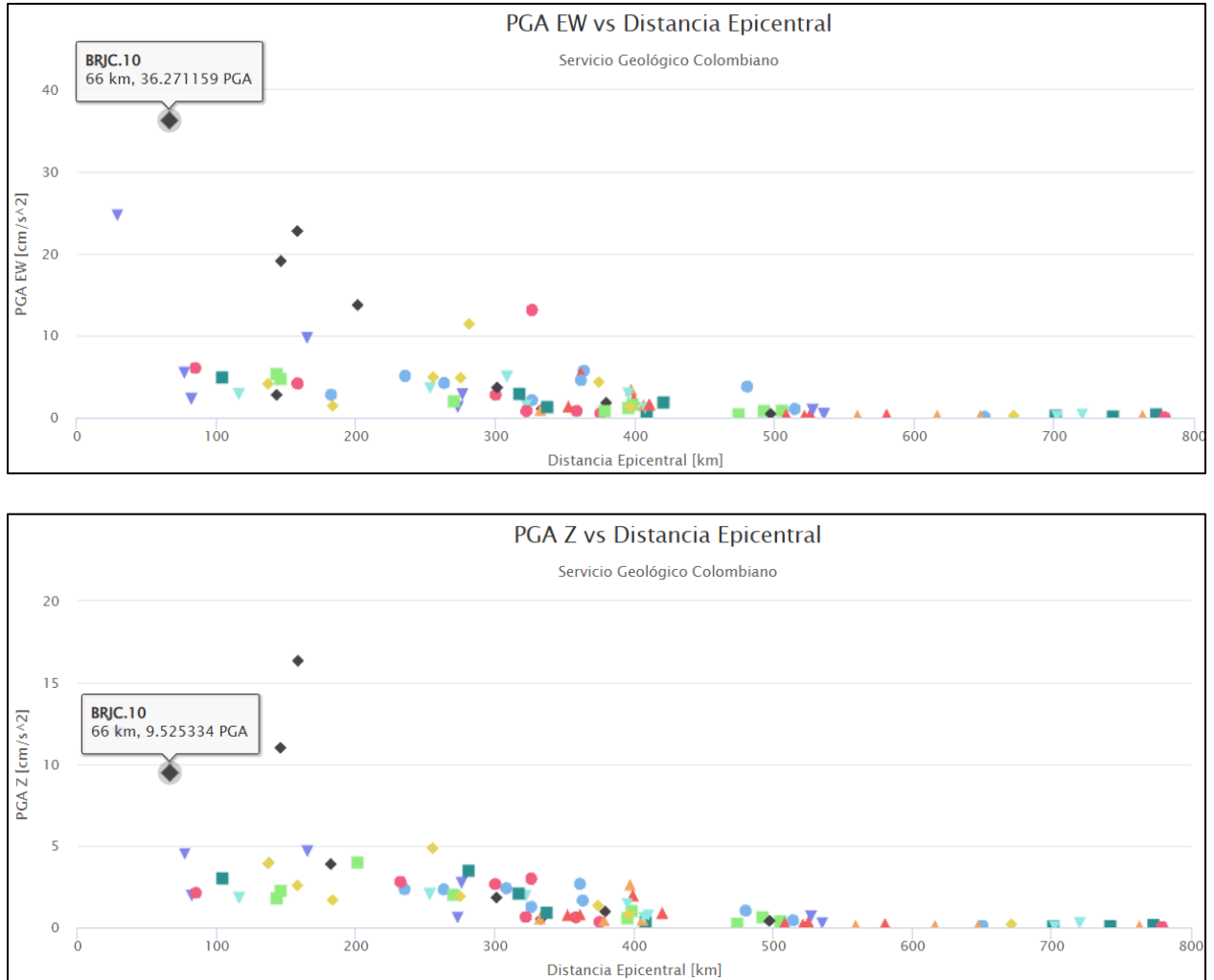
Nota. Adaptado de Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa del Servicio Geológico Colombiano, 2016.

6.3. Factores Detonantes

En el modelado, se consideraron niveles freáticos a profundidades de 1 y 5 metros, con el objetivo de simular las condiciones hidrológicas presentes al momento del deslizamiento. Además, se incluyó un sismo con coeficientes sísmicos de $k_h = 0.04g$ y $k_v = 0.009g$, valores obtenidos de la estación BRJC ubicada en Barrancabermeja, Santander (Servicio Geológico Colombiano, 2025). Esta estación registró uno de los valores más altos durante el evento sísmico, según la información proporcionada por el SGC (Servicio Geológico Colombiano, 2025). En el documento se presentan figuras que muestran los valores registrados por las estaciones sísmicas a nivel nacional durante el evento.

Figura 29

Distribución de la aceleración máxima del suelo (PGA) evento sísmico



Nota. Registros de la estación BRJC. Tomado de Servicio Geológico Colombiano, 2025.

6.4. Análisis de Estabilidad – Modelo de Calibración

A continuación, se presentan los modelos de los análisis de estabilidad estáticos y pseudoestáticos en la condición inicial y después del evento sísmico para los perfiles A y B, siendo modelados con niveles freáticos de 1 y 5 metros de profundidad.

6.4.1. Nivel Freático = 1.0 m

Figura 30

Perfil A, condición estática

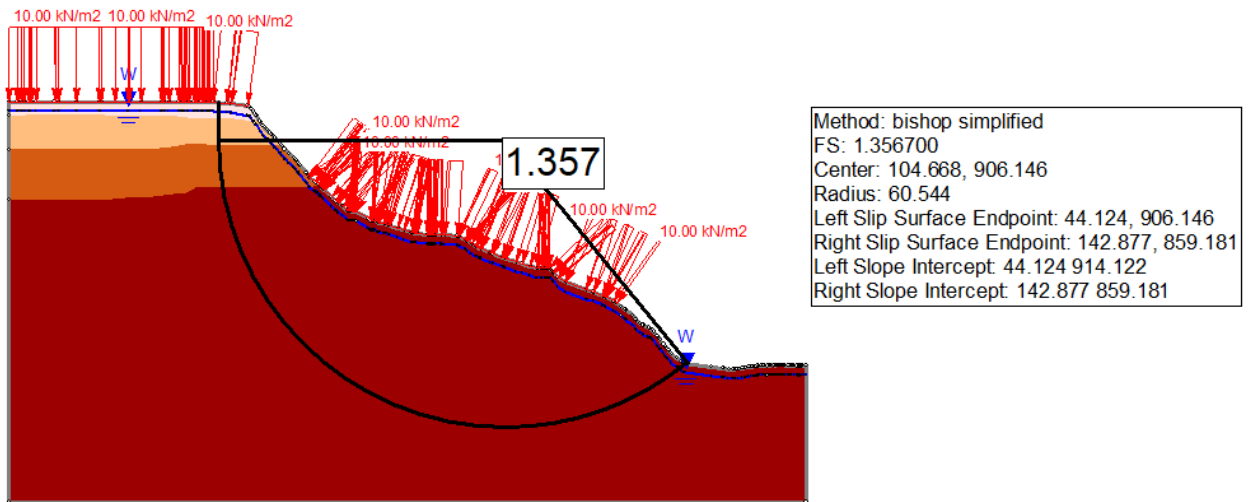


Figura 31

Perfil A, condición pseudoestática

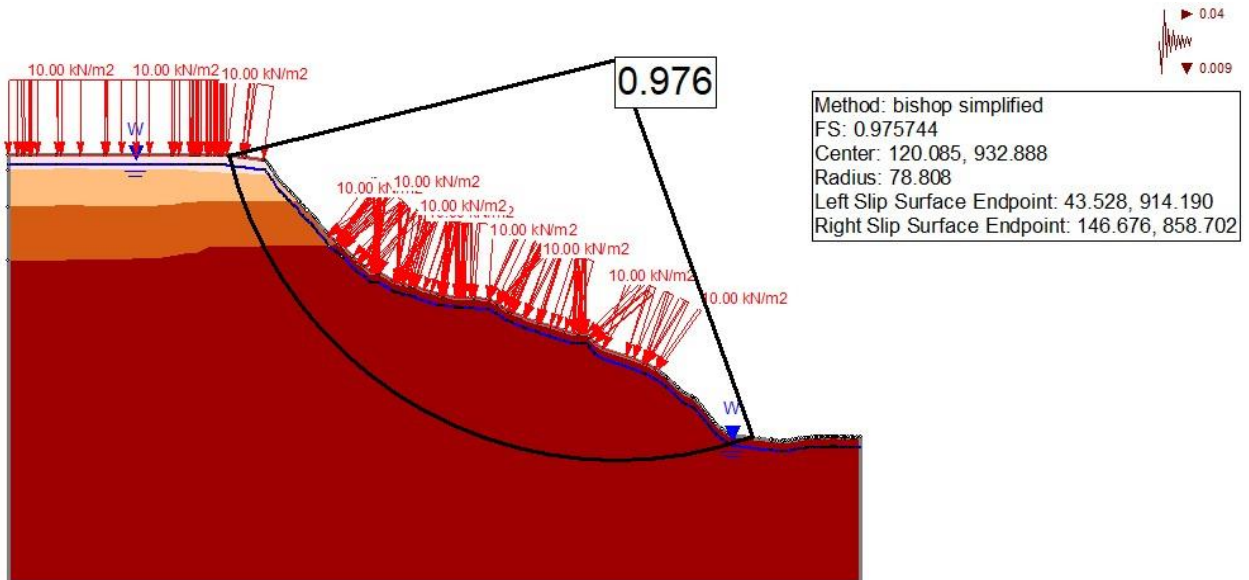


Figura 32

Perfil A después del sismo, condición estática

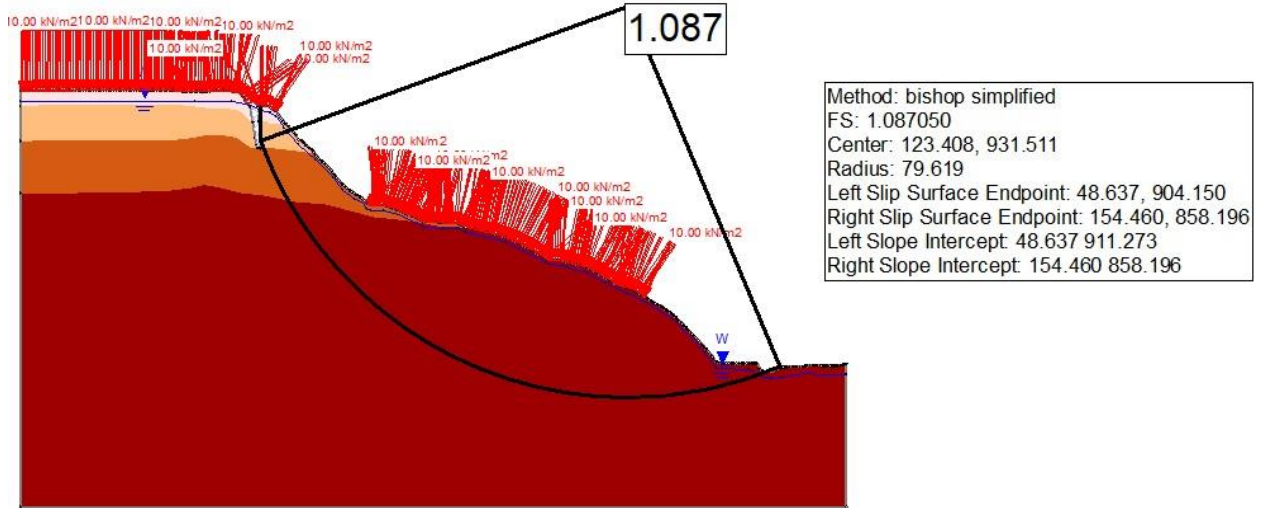


Figura 33

Perfil A después del sismo, condición seudoestática

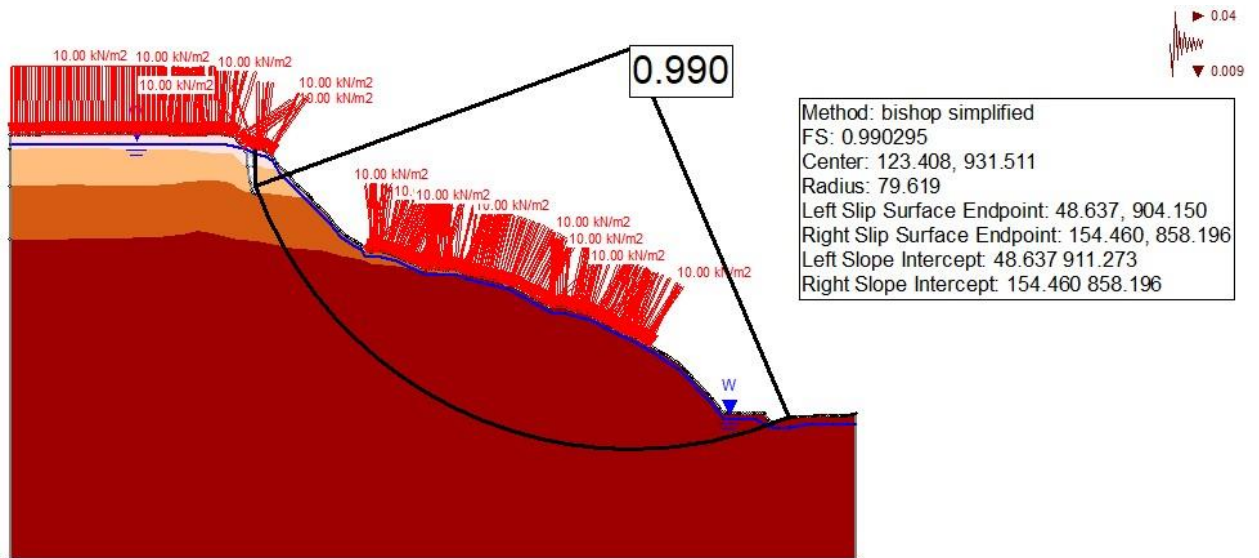


Figura 34

Perfil B, condición estática

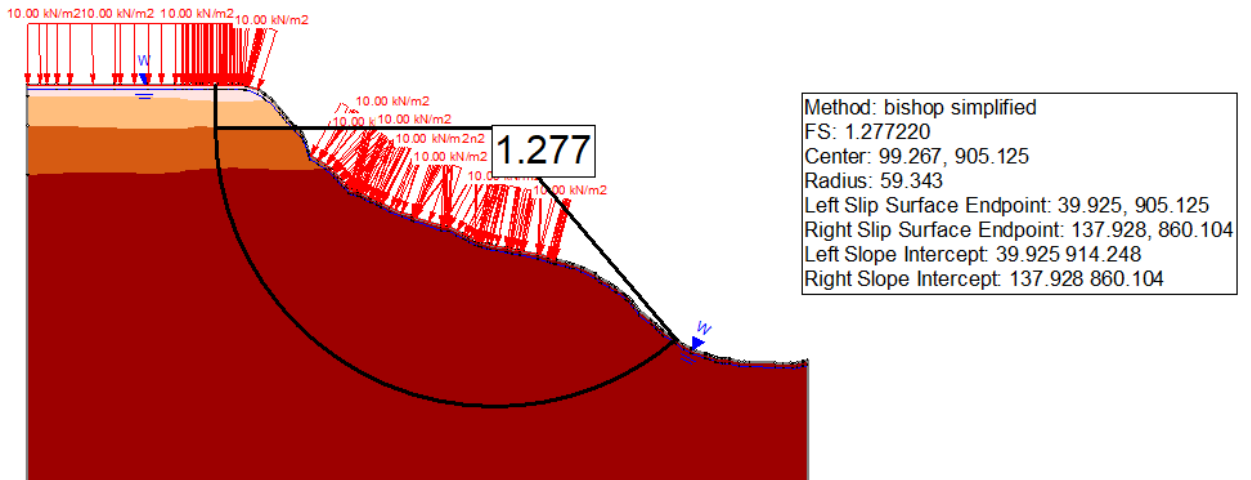


Figura 35

Perfil B, condición pseudoestática

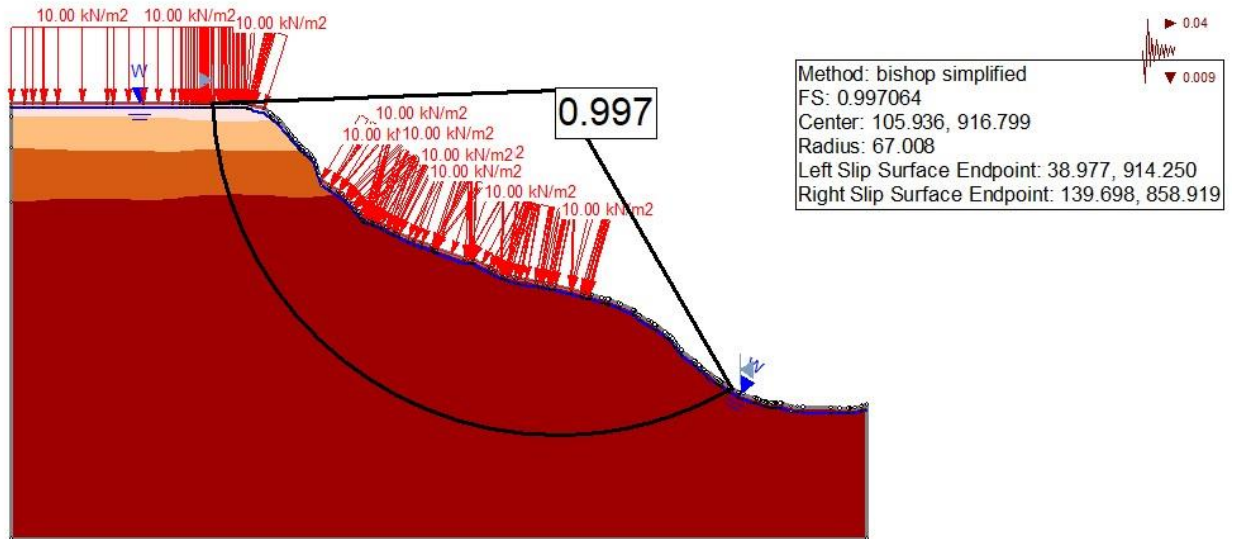


Figura 36

Perfil B después del sismo, condición estática

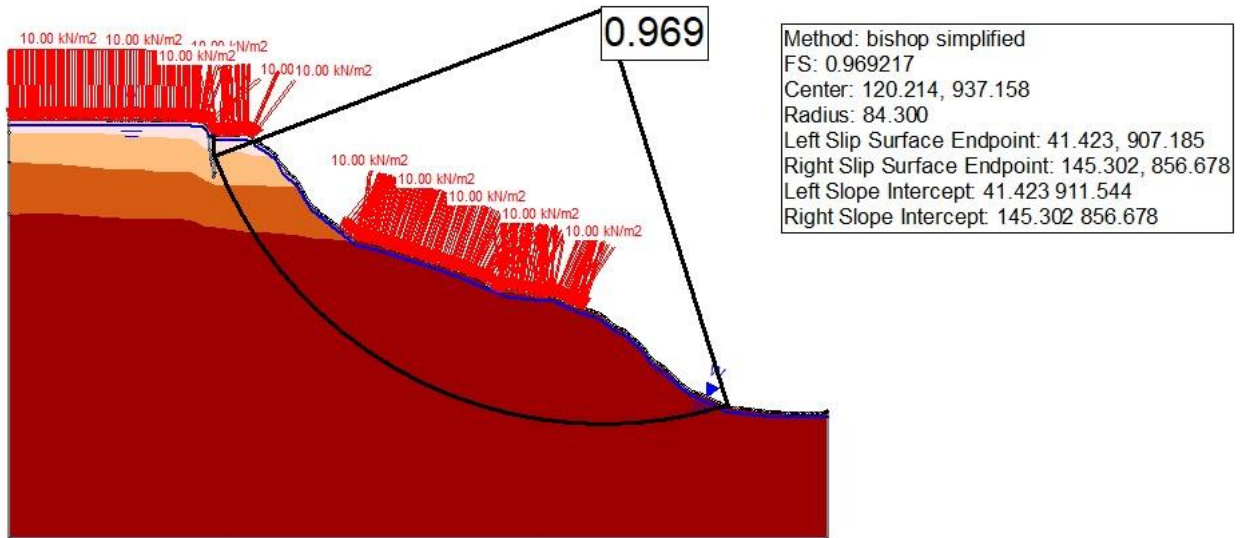
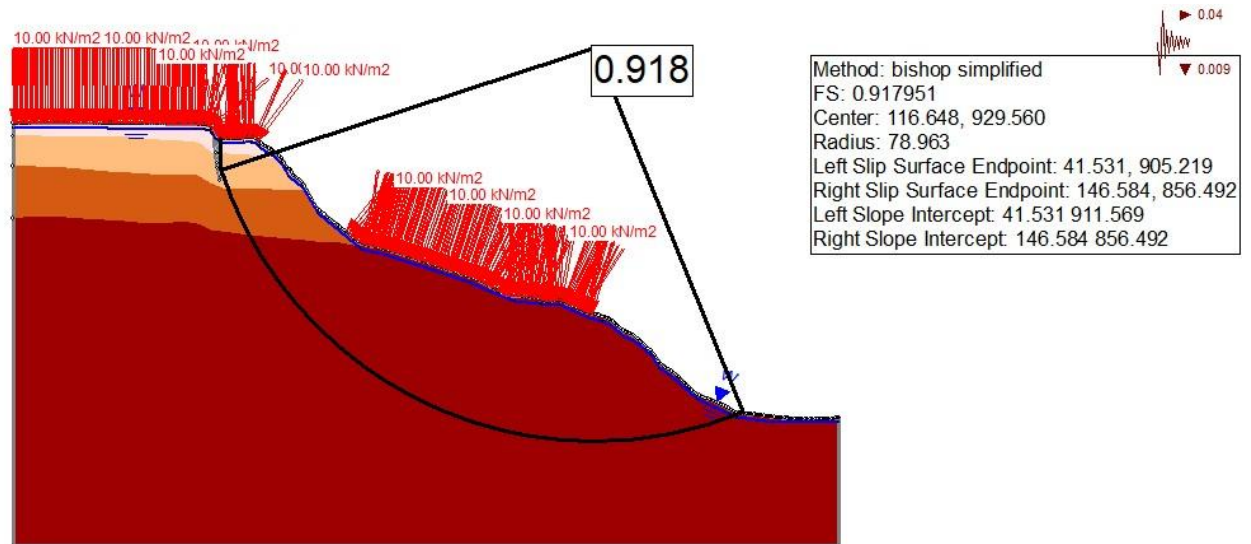


Figura 37

Perfil B después del sismo, condición seudoestática



Cabe destacar que, en el cuerpo principal del documento, solo se incluyen los modelos correspondientes al nivel freático de 1 metro. Los modelos restantes, con niveles freáticos de 5 metros se encuentran detallados en el Apéndice C. Además, se presenta un resumen de los modelos con los factores de seguridad calculados, lo que permite evaluar la estabilidad del talud bajo diferentes condiciones.

Tabla 13

Factores de seguridad de cada modelo

Profundidad N.F.	Perfil	Escenario	Condición	F.S	Amenaza
1 metro	A	Antes de sismo	Estática	1,183	Media
		Antes de sismo	Seudoestática	0,976	Alta
		Fallado	Estática	1,087	Alta
		Fallado	Seudoestática	0,990	Alta
	B	Antes de sismo	Estática	1,165	Media
		Antes de sismo	Seudoestática	0,997	Alta
		Fallado	Estática	0,969	Alta
		Fallado	Seudoestática	0,918	Alta
5 metros	A	Antes de sismo	Estática	1,274	Media
		Antes de sismo	Seudoestática	1,165	Media
		Fallado	Estática	1,382	Media
		Fallado	Seudoestática	1,277	Media
	B	Antes de sismo	Estática	1,226	Media
		Antes de sismo	Seudoestática	1,130	Media
		Fallado	Estática	1,196	Alta
		Fallado	Seudoestática	1,031	Alta

7. Evaluación de Efectos Sísmicos

7.1.1. Información del Espectro de Diseño

El diseñador estructural debe tener en cuenta los diseños sismo resistentes, para zonas de amenaza sísmica alta, $A_a = 0.25$ y $A_d = 0.09$ como se presenta en la Tabla 14.

Tabla 14

Definición de la zona de amenaza sísmica del municipio de Bucaramanga

Departamento de Santander						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_c	A_d
Bucaramanga	68001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09

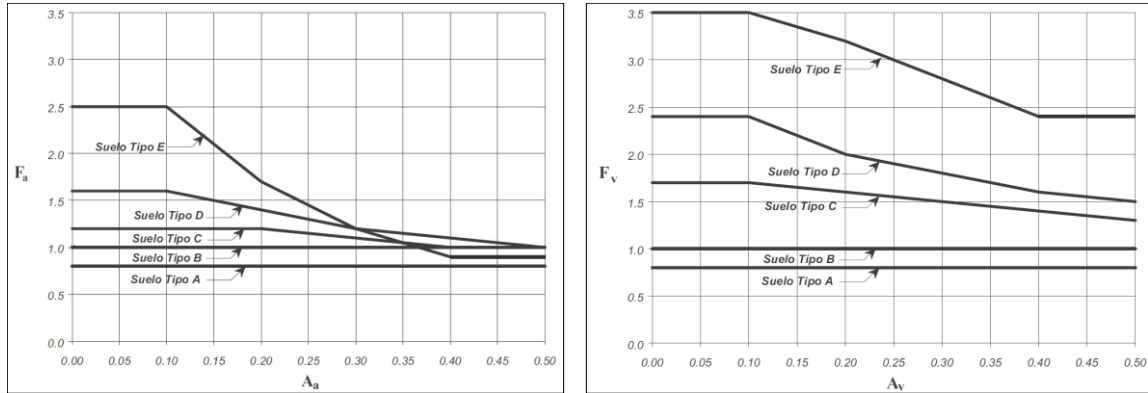
Nota. Tomado de la NSR-10

De acuerdo a las exploraciones de campo mediante ensayos de penetración estándar y ensayos de refracción sísmica por medio de numero de golpes y criterio de velocidad de onda cortante (\bar{V}_S), el perfil de suelo se clasifica como perfil **Tipo C**.

A partir del tipo de suelo previamente definido y el valor del coeficiente A_a , se determinó el valor del coeficiente F_a , tal como se muestra en la Figura 38.

Figura 38

Coefficiente de amplificación F_a y F_v del suelo para la zona de periodos cortos del espectro



Nota. Tomado de la NSR-10

7.1.2. Parámetros para Análisis Seudo Estático de Taludes

Para la realización de análisis seudo estático de taludes se evaluará la aceleración horizontal de acuerdo a criterio de la norma NSR-10 (AIS, 2010). La aceleración máxima del terreno (a_{max}), está dada por la aceleración del espectro de diseño para un periodo cero.

$$a_{max} = A_a * F_a * I$$

Para el municipio de Bucaramanga, el valor de A_a corresponde a 0.25. De acuerdo al tipo de perfil de suelo, basados en la clasificación de los perfiles de suelo NSR – 10, el tipo de perfil corresponde al C y se asumió un coeficiente de importancia de 1.0.

$$a_{max} = 0.25 * 1.15 * 1.0$$

$$a_{max} = 0.288$$

El coeficiente sísmico de diseño para el análisis de estabilidad de taludes (KST) tiene como valor mínimo la relación KST/a_{max} y como máximo, el a_{max} estimado, dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) como del tipo de análisis.

Por lo anteriormente expuesto, el coeficiente sísmico de diseño K_x , se estimó como el 80% del valor de la aceleración máxima a_{max} , que está dada por la aceleración del espectro de diseño para periodo cero, **$K_x=0.23g$** .

8. Diseño de Medidas de Mitigación

En el presente capítulo se desarrollará el diseño de las obras de mitigación contempladas para el trabajo, incorporando el análisis sísmico conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Sismo Resistente NSR-10 (AIS, 2010). Se realizará la evaluación detallada de las medidas propuestas, mediante la presentación de modelos y cálculos de estabilidad que permitan verificar los factores de seguridad requeridos. Estos análisis considerarán tanto las condiciones geotécnicas locales como las solicitaciones sísmicas, garantizando que el diseño cumpla con los criterios técnicos y normativos aplicables.

8.1. Alternativas de Mitigación Evaluadas

8.1.1. Alternativa de Estabilización I

8.1.1.1. Obras planteadas.

8.1.1.1.1. Pantallas ancladas escalonadas.

Tres estructuras de concreto armado diseñadas en niveles escalonados para adaptarse a la topografía del talud. Cada pantalla incorpora anclajes activos de 60 toneladas de capacidad y 30 metros de longitud, espaciados a 1.7 metros en dirección horizontal y 2 metros en vertical. Estos anclajes transfieren las cargas del suelo inestable hacia estratos geológicos competentes, proporcionando contención lateral y reduciendo los esfuerzos cortantes en la superficie de falla. Su configuración escalonada optimiza la distribución de fuerzas a lo largo del talud, incrementando la resistencia global frente a movimientos futuros (FHWA, 1999).

8.1.1.1.2. Subdrenes de penetración.

Sistema de drenaje profundo compuesto por tuberías geodrenantes de 30 metros de longitud, instaladas con una pendiente del 6% para garantizar flujo gravitacional eficiente. Las

tuberías, fabricadas en PVC perforado y envueltas en geotextil anti-colmatación, se ubican estratégicamente detrás de las pantallas para interceptar aguas subterráneas.

8.1.1.1.3. Terrazas constructivas.

Plataformas horizontales de 4 a 9 metros de ancho construidas aguas debajo de cada pantalla, con una inclinación del 3% hacia canales internos. Estas terrazas segmentan la longitud crítica del talud, disminuyendo las fuerzas impulsoras de deslizamiento y facilitando el mantenimiento. Además, sirven como bases de apoyo para la instalación de los sistemas de drenaje superficial, integrando estabilidad geotécnica con gestión hidráulica (AIS, 2010).

8.1.1.1.4. Control de erosión.

El geocompuesto MacMat® R1 opera como un facilitador ecológico para la estabilización superficial de taludes. Su función primordial es reconfigurar la interacción entre el suelo, el agua y la vegetación en zonas de alta pendiente. Se instala en superficies expuestas de terrazas y rellenos, actuando como fase inicial para la colonización vegetal. Al reducir la velocidad de escorrentía en un 60%, complementa los canales disipadores y previene la socavación en bases de pantallas (Maccaferri, s.f.).

8.1.1.1.5. Sistema de drenaje superficial.

Red de canales de concreto que recorren cada terraza y pantalla, diseñados para evacuar aguas lluvias con periodos de retorno de 50 años. Los caudales se calculan mediante el método racional, considerando intensidades de lluvia locales según lo indicado en los estudios de la Feria (CI AMBIENTAL, 2023). En zonas de pendiente pronunciada (>15%), se incorporan estructuras disipadoras escalonadas que operan en régimen de flujo rasante (altura de escalones: 0.3-0.5 m), disipando energía cinética mediante impacto y turbulencia (Arbeláez, 2022).

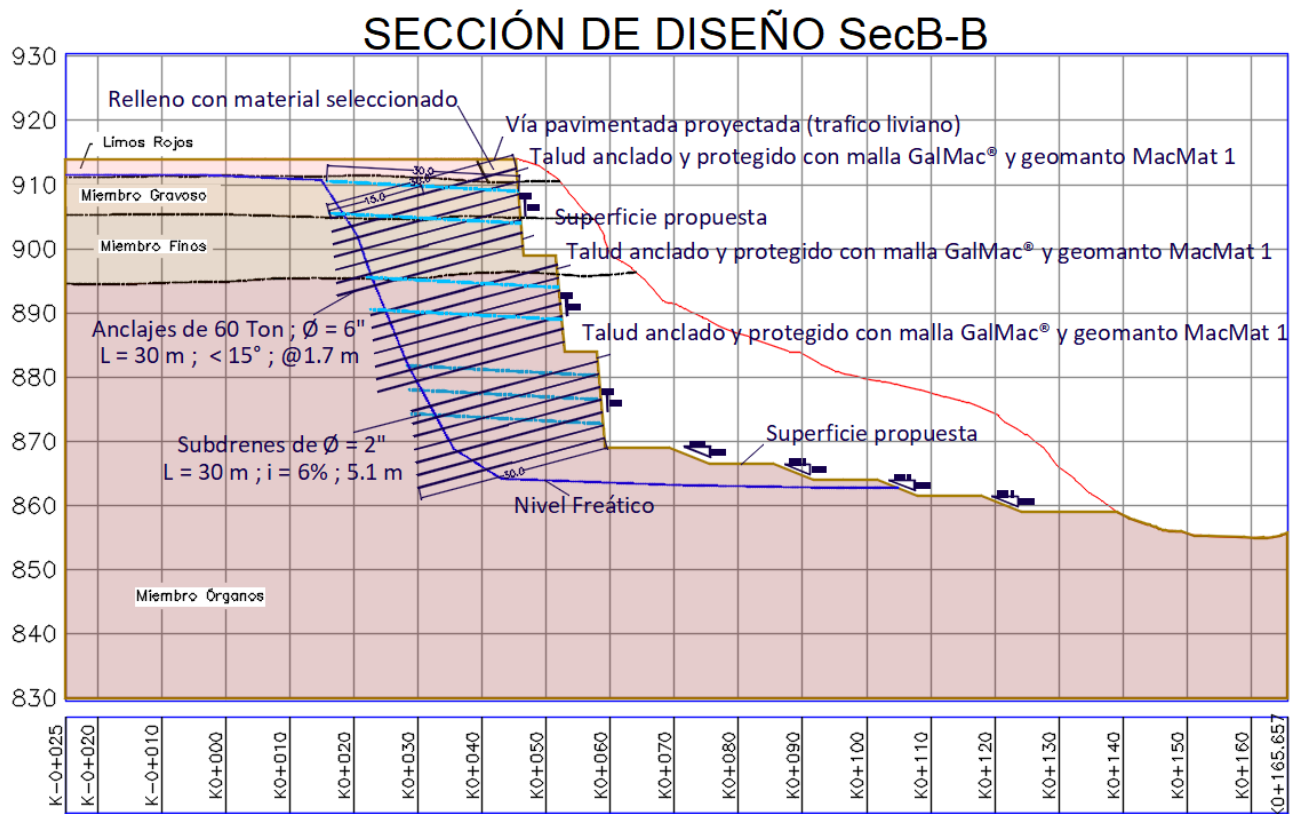
8.1.1.1.6. Relleno estructural superior.

Recuperación de la plataforma vial mediante material granular compactado (95% Proctor).

El relleno se apoya directamente en la pantalla anclada superior, que absorbe sus empujes.

Figura 39

Sección de diseño Perfil B - Alternativa I



8.1.1.2. Evaluación de estabilidad con obras.

A continuación, se presentarán los perfiles utilizados para el análisis de estabilidad del talud, según la proyección de la construcción propuesta. Estos perfiles permiten evaluar las condiciones geotécnicas del terreno y asegurar que la estructura proyectada cumpla con los requisitos de estabilidad y seguridad necesarios.

Figura 40

Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición estática

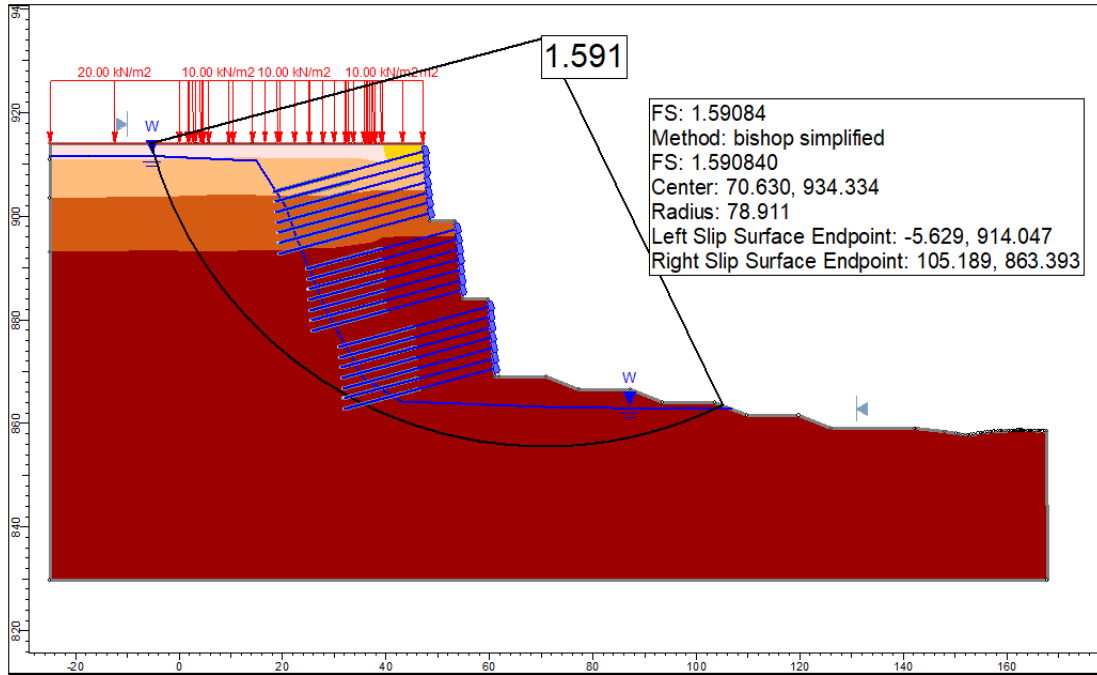
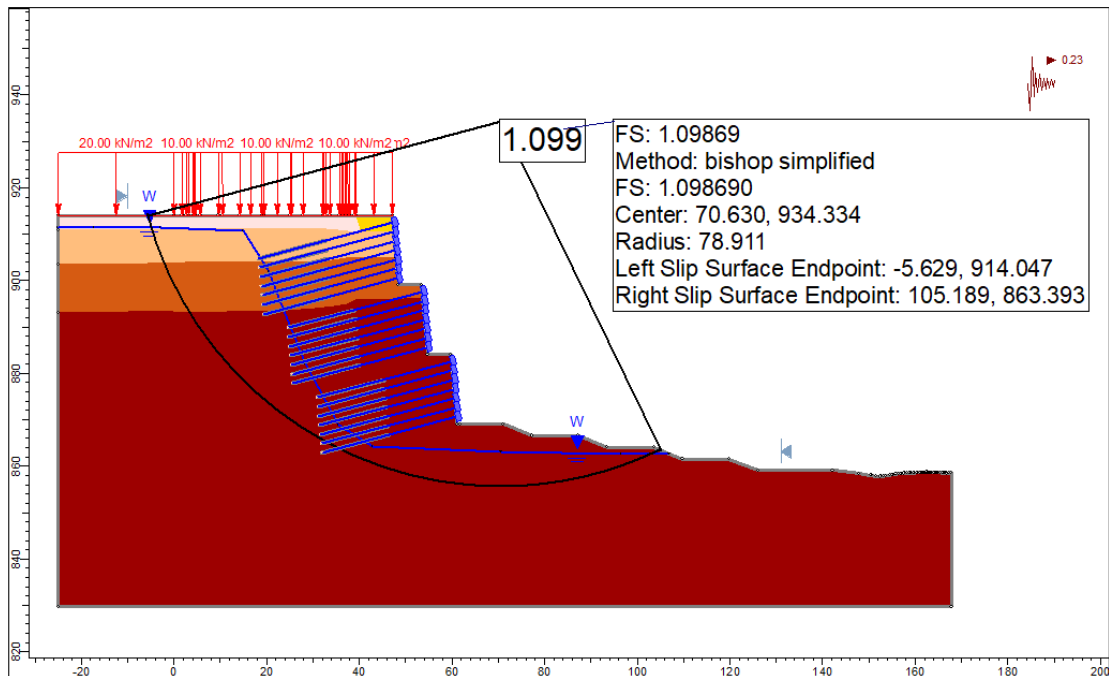


Figura 41

Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición pseudoestática



Se incluyen los modelos del Perfil A. Los modelos restantes, que corresponden a los perfiles B y C se encuentran detallados en el Apéndice D del presente documento. Además, se presenta un resumen de los modelos con los factores de seguridad calculados, lo que permite evaluar la estabilidad del talud bajo diferentes condiciones. A continuación, se presentan los valores de factor de seguridad para cada condición.

Tabla 15

Factores de seguridad modelos de estabilidad, alternativa I

Perfil	Condición	F.S	Amenaza
A	Estática	1,591	Baja
	Seudoestática	1,099	Media
B	Estática	1,544	Baja
	Seudoestática	1,053	Media
C	Estática	2,044	Baja
	Seudoestática	1,298	Baja

8.1.1.3. Presupuesto.

Tabla 16

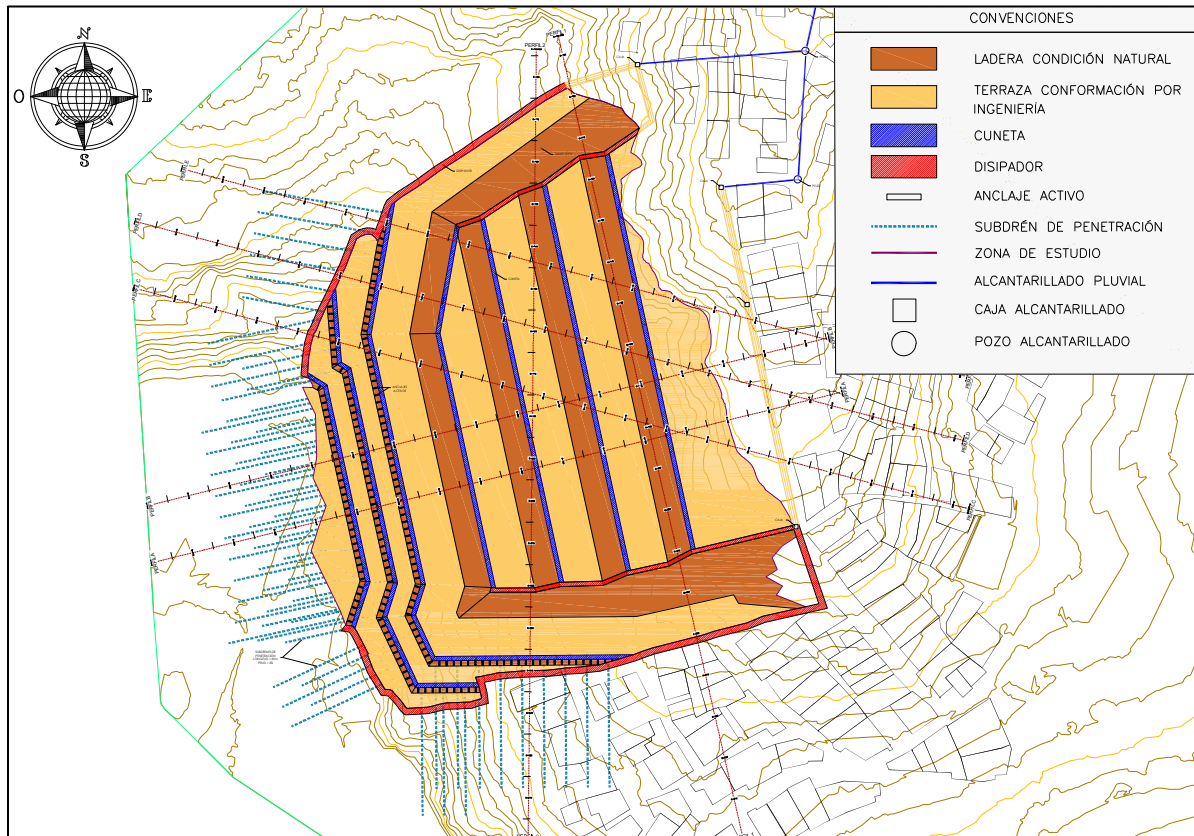
Presupuesto de obra para la alternativa I

CÓDIGO	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	Replanteo, control y medición en obra	MES	12,00	\$ 8.776.138,44	\$ 105.313.661,24
1,2	Desmante y Descapote	M2	4305,00	\$ 3.151,17	\$ 13.565.772,50
1,3	Valla de aviso de la obra de 1.5 m x 1.0	UND	1,00	\$ 499.218,27	\$ 499.218,27
1,4	Tala de árboles	UND	12,00	\$ 218.826,26	\$ 2.625.915,13
1,5	Campamento 75 m2	GLB	1,00	\$ 10.663.897,85	\$ 10.663.897,85
1,6	Señalización	ML	80,00	\$ 17.516,45	\$ 1.401.315,98
2	EXPLANACIONES Y ADECUACIONES				
2,1	Excavación en material común de la explanación, canales , zapatas y cajas (No incluye transporte)	M3	624,43	\$ 70.901,25	\$ 44.272.658,38
2,2	Relleno en material común compactado (Incluye suministro y transporte de material)	M3	988,17	\$ 138.132,72	\$ 136.498.443,70
2,3	Conformación del talud	M3	159124,64	\$ 90.033,33	\$ 14.326.521.914,47
2,4	Excavaciones varias en roca en seco	M3	17680,52	\$ 212.453,50	\$ 3.756.287.512,34
2,5	Relleno en material común compactado (Incluye suministro y transporte de material)	M3	988,10	\$ 138.132,72	\$ 136.489.203,08
3	ESTRUCTURAS				
3,1	CONCRETO				
3,1,1	Concreto clase D de $f'c = 28$ MPa para torrenteras y cajas	M3	247,98	\$ 680.061,43	\$ 168.643.477,83
3,2	ACERO DE REFUERZO				
3,2,1	Acero de refuerzo $F_y 420$ MPa	KG	28480,79	\$ 10.045,75	\$ 286.110.825,09
4	OBRAS DE CONTENCIÓN				
4,1	Anclajes activos $D=4,0"$ con 4 Torones de $5/8"$ de 7 alambres de acero tensados a 60 Ton (Incluye excavación, encamisado, instalación, inyección de lechada, tensionamiento y pruebas de carga)	ML	38040,00	\$ 442.510,77	\$ 16.833.109.643,48
4,2	Concreto clase D $f'c 21$ MPa para la construcción de zapatas en concreto con aditivo acelerante	M3	507,20	\$ 662.234,17	\$ 335.885.171,52
4,3	Sistema combinado MacMat R1 + Malla GalMac® (protección superficial + refuerzo estructural), incluye instalación, estacas T-50 y sellado perimetral.	M2	4814,30	\$ 34.145,44	\$ 164.386.403,83
4,4	Platina de 200mm x 200mm x $5/8"$ con cuatro orificios	UND	1268,00	\$ 54.443,06	\$ 69.033.804,81
4,5	Subdren de penetración en tubería PVC 2" $L=30,0m$, separados cada 5,1m (Incluye geotextil no tejido (200 g/m ²))	ML	3840,00	\$ 38.020,85	\$ 146.000.067,97
4,6	Protección en punta de concreto para anclajes activos.	UND	1268,00	\$ 43.298,82	\$ 54.902.903,76
4,7	Recubrimiento con suelo fértil (10 cm) y siembra de brachiarias decumbem	M2	5055,02	\$ 15.000,00	\$ 75.825.225,00
5	RETIROS DE SOBRANTES				
5,1	Cargue, acarreo y retiro de sobrantes en banco	M3	177924,10	\$ 56.031,21	\$ 9.969.302.867,66
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 46.637.339.903,90
AIU(15%)					\$ 6.995.600.985,59
SUBTOTAL BÁSICO OBRAS					\$ 53.632.940.889,49
IVA(19%)					\$ 10.190.258.769,00
VALOR TOTAL DEL PROYECTO					\$ 63.823.199.658,49

8.1.1.4. Plano de obra

Figura 42

Plano de obras, alternativa I



8.1.2. Alternativa de Estabilización II

8.1.2.1. Obras planteadas.

Se mantiene la misma configuración de pantallas ancladas, subdrenes, terrazas, control de erosión y drenaje superficial descritos en la Alternativa 1; sin embargo, en esta variante se incorpora un pedraplén de roca triturada con las siguientes características:

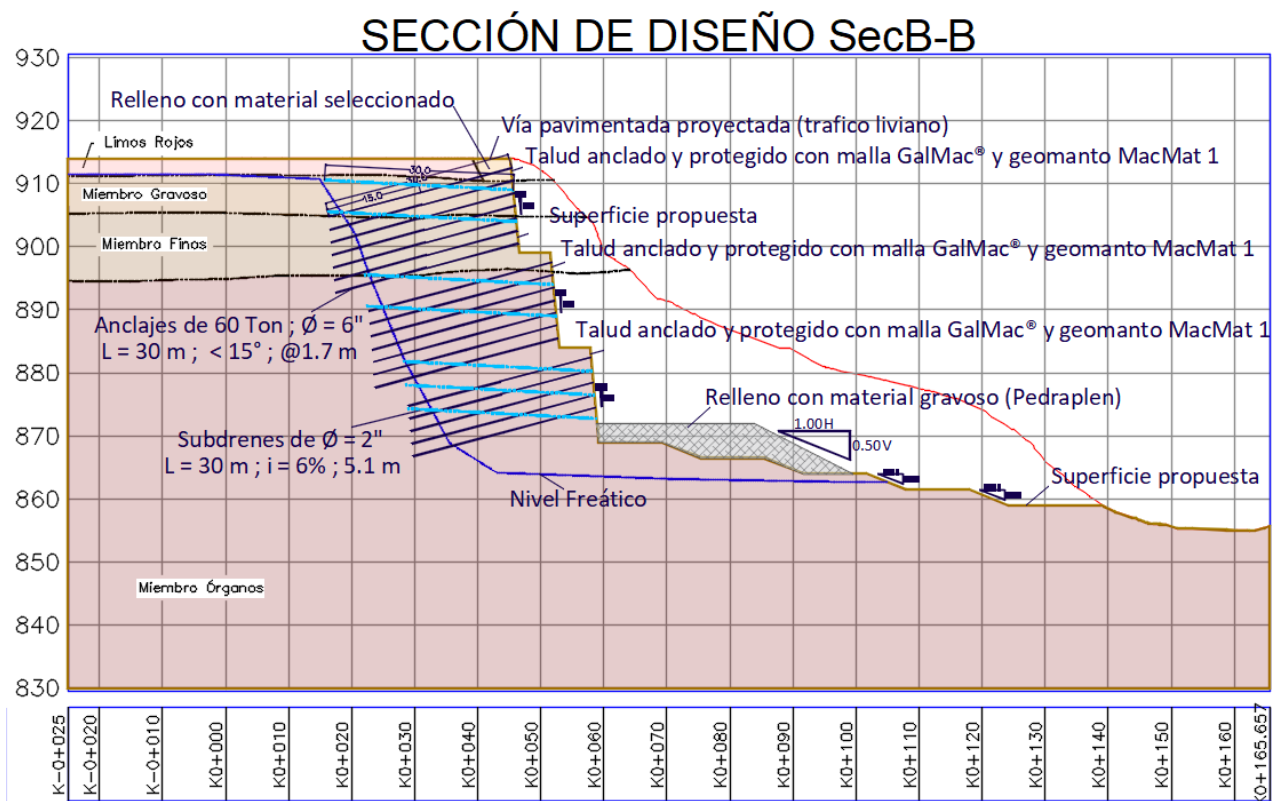
- Peso específico $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, cohesión $c = 0 \text{ kPa}$ y ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ (INVIAS, 2008).
- Extensión transversal a todo el ancho de los taludes frontales, con pendiente 1 V:0,5 H.

- Altura de 3 m, desde el pie de la tercera pantalla anclada hasta la coronación de la tercera terraza.

Se eliminan dos filas inferiores de anclajes, lo cual reduce la longitud total de los bulbos anclados. La longitud de las canales de drenaje superficial se disminuye, puesto que el pedraplén actúa como disipador de energía de escorrentía y retén de sedimentos (Arbeláez, 2022).

Figura 43

Sección de diseño Perfil B - Alternativa II



8.1.2.2. Evaluación de estabilidad con obras.

A continuación, se presentarán los perfiles utilizados para el análisis de estabilidad del talud, según la proyección de la construcción propuesta.

Figura 44

Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición estática

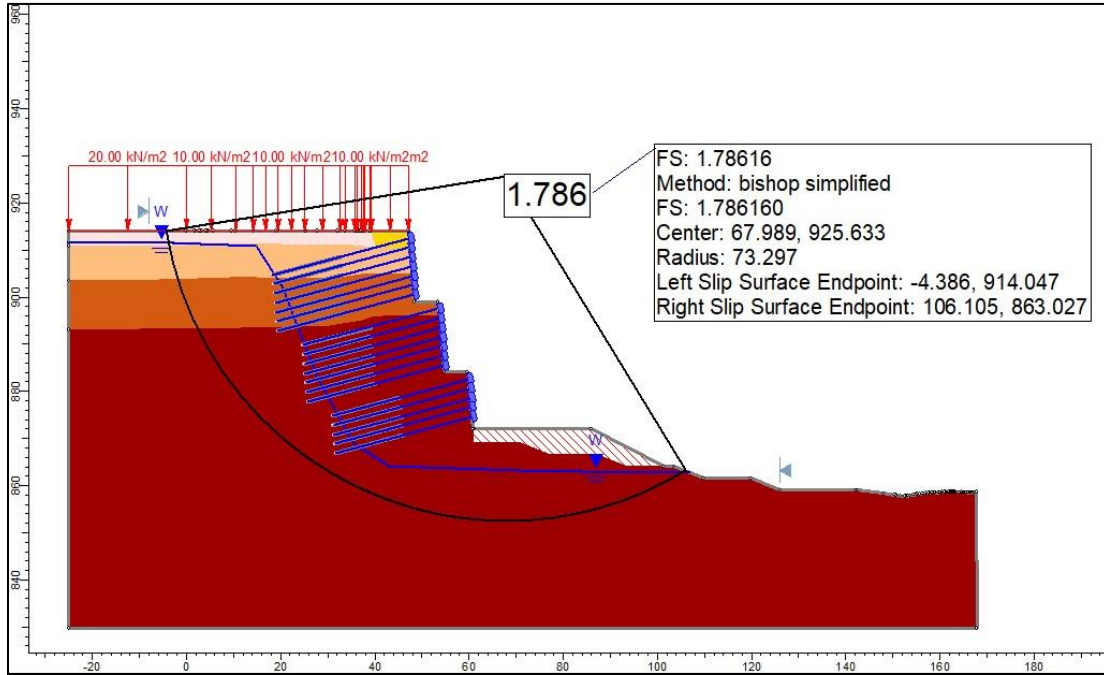
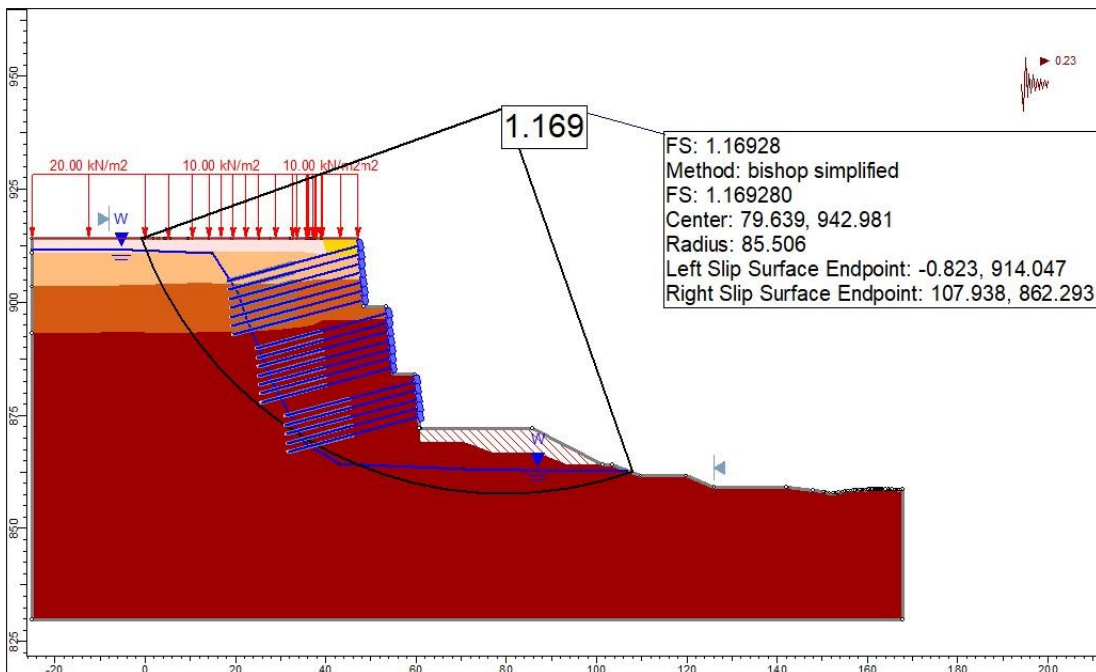


Figura 45

Análisis de estabilidad en Perfil A - Condición pseudoestática



Se incluyen los modelos del Perfil A. Los modelos restantes, que corresponden a los perfiles B y C se encuentran detallados en el Apéndice D del presente documento. Además, se presenta un resumen de los modelos con los factores de seguridad calculados, lo que permite evaluar la estabilidad del talud bajo diferentes condiciones. A continuación, se presentan los valores de factor de seguridad para cada condición.

Tabla 17

Factores de seguridad modelos de estabilidad, alternativa II

Perfil	Condición	F.S	Amenaza
A	Estática	1,786	Baja
	Seudoestática	1,169	Media
B	Estática	1,697	Baja
	Seudoestática	1,176	Media
C	Estática	2,421	Baja
	Seudoestática	1,438	Baja

8.1.2.3. Presupuesto.

Tabla 18

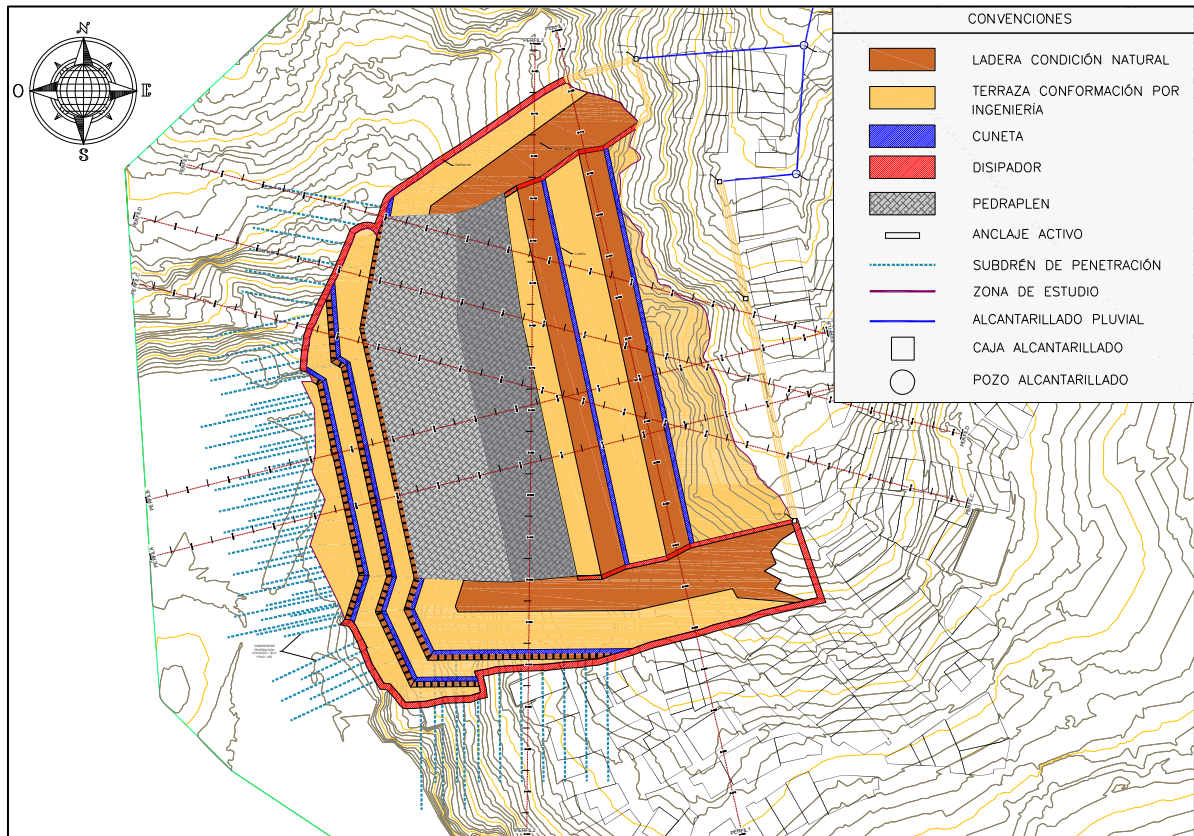
Presupuesto de obra para la alternativa II

CÓDIGO	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	Replanteo, control y medición en obra	MES	12,00	\$ 8.776.138,44	\$ 105.313.661,24
1,2	Desmote y Descapote	M2	4305,00	\$ 3.151,17	\$ 13.565.772,50
1,3	Valla de aviso de la obra de 1.5 m x 1.0	UND	1,00	\$ 499.218,27	\$ 499.218,27
1,4	Tala de árboles	UND	12,00	\$ 218.826,26	\$ 2.625.915,13
1,5	Campamento 75 m2	GLB	1,00	\$ 10.663.897,85	\$ 10.663.897,85
1,6	Señalización	ML	80,00	\$ 17.516,45	\$ 1.401.315,98
2	EXPLANACIONES Y ADECUACIONES				
2,1	Excavación en material común de la explanación, canales , zapatas y cajas (No incluye transporte)	M3	558,77	\$ 70.901,25	\$ 39.617.433,68
2,2	Relleno en material común compactado (Incluye suministro y transporte de material)	M3	988,17	\$ 138.132,72	\$ 136.498.443,70
2,3	Conformación del talud	M3	159124,64	\$ 90.033,33	\$ 14.326.521.914,47
2,4	Excavaciones varias en roca en seco	M3	17680,52	\$ 212.453,50	\$ 3.756.287.512,34
2,5	Relleno en material común compactado (Incluye suministro y transporte de material)	M3	988,10	\$ 138.132,72	\$ 136.489.203,08
3	ESTRUCTURAS				
3,1	CONCRETO				
3,1,1	Concreto clase D de f'c =28 MPa para torrenteras y cajas	M3	247,98	\$ 680.061,43	\$ 168.643.477,83
3,2	ACERO DE REFUERZO				
3,2,1	Acero de refuerzo Fy 420 MPa	KG	26455,98	\$ 10.045,75	\$ 265.770.134,99
4	OBRAS DE CONTENCIÓN				
4,1	Anclajes activos D=4,0" con 4 Torones de 5/8" de 7 alambres de acero tensados a 60 Ton (Incluye excavación, encamisado, instalación, inyección de lechada, tensionamiento y pruebas de carga)	ML	35550,00	\$ 442.510,77	\$ 15.731.257.829,28
4,2	Concreto clase D f'c 21 MPa para la construcción de zapatas en concreto con aditivo acelerante	M3	474,00	\$ 662.234,17	\$ 313.898.997,04
4,3	Sistema combinado MacMat R1 + Malla GalMac® (protección superficial + refuerzo estructural), incluye instalación, estacas T-50 y sellado perimetral.	M2	4456,74	\$ 34.145,44	\$ 152.177.359,41
4,4	Platina de 200mm x 200mm x 5/8" con cuatro orificios	UND	1185,00	\$ 54.443,06	\$ 64.515.030,52
4,5	Subdren de penetración en tubería PVC 2" L=30,0m, separados cada 5,1m (Incluye geotextil no tejido (200 g/m²))	ML	3840,00	\$ 38.020,85	\$ 146.000.067,97
4,6	Protección en punta de concreto para anclajes activos.	UND	1185,00	\$ 43.298,82	\$ 51.309.107,39
4,7	Recubrimiento con suelo fértil (10 cm) y siembra de brachiarias decumbem	M2	4679,58	\$ 15.000,00	\$ 70.193.655,00
4,8	Pedraplén (suministro, transporte, colocación y compactación)	M3	13652,92	\$ 86.597,00	\$ 1.182.302.077,79
4,9	Malla GalMac® para refuerzo de interfaz para confinamiento del Pedraplén	M2	3114,67	\$ 21.628,00	\$ 67.363.983,27
5	RETIROS DE SOBANTES				
5,1	Cargue, acarreo y retiro de sobrantes en banco	M3	177826,08	\$ 56.031,21	\$ 9.963.810.247,77
				TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 46.706.726.256,51
				AIU(15%)	\$ 7.006.008.938,48
				SUBTOTAL BÁSICO OBRAS	\$ 53.712.735.194,98
				IVA(19%)	\$ 10.205.419.687,05
				VALOR TOTAL DEL PROYECTO	\$ 63.918.154.882,03

8.1.2.4. Plano de obra

Figura 46

Plano de obras, alternativa II



8.1.3. Análisis Comparativo de las Alternativas de Mitigación

Una vez evaluadas las dos alternativas de estabilización propuestas, se realizó un análisis comparativo con el fin de determinar la opción más conveniente desde el punto de vista técnico, constructivo, económico y social. En la Tabla 21 se presentan los factores de seguridad obtenidos para cada alternativa bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, mientras que la Tabla 20 resume los criterios cualitativos y cuantitativos que fundamentan la selección de la medida más adecuada.

Tabla 19

Resumen de los factores de seguridad correspondientes a las alternativas de mitigación

Alternativa	Perfil	Condición	F.S	Amenaza
I	A	Estática	1,591	Baja
		Seudoestática	1,099	Media
	B	Estática	1,544	Baja
		Seudoestática	1,053	Media
	C	Estática	2,044	Baja
		Seudoestática	1,298	Baja
II	A	Estática	1,786	Baja
		Seudoestática	1,169	Media
	B	Estática	1,697	Baja
		Seudoestática	1,176	Media
	C	Estática	2,421	Baja
		Seudoestática	1.438	Baja

Tabla 20

Cuadro comparativo - Alternativa I vs Alternativa II

Criterio	Alternativa I	Alternativa II
Estabilidad	Cumple parámetros de diseño (FS adecuados en estático y seudoestático).	Viable, pero su seguridad depende en mayor medida del pedraplén en el pie del talud.
Tiempo de ejecución	Instalación secuencial de anclajes; menor trabajo masivo; reduce plazos ~20 %.	Requiere movimientos y colocación extensa de material (pedraplén); cronograma más largo.
Impacto constructivo y movilidad	Menor movimiento de material grueso; intervención por fases; menos interferencia en la vía.	Mayor transporte e instalación de relleno; posible afectación temporal a la movilidad y entorno.
Recuperación y uso del terreno	Recupera terrazas en la corona útiles para reubicación o construcción segura de viviendas.	Recupera menos área útil debido al volumen del pedraplén.
Control del agua y comportamiento hidrológico	Integra subdrenes de penetración y canales, más enfoque en revegetación y reducción rápida de presión de poros.	Incluye subdrenes y drenaje, pero el pedraplén puede complicar el manejo superficial y requerir obras complementarias.
Costo y mantenimiento	Más eficiente en costo total por evitar obras de gran envergadura; menor mantenimiento operativo.	Mayor inversión inicial en material de relleno; potencialmente más mantenimiento del pedraplén.
Sostenibilidad y estética	Mejor integración paisajística; favorece revegetación (geomanto + hidrosiembra).	Aspecto más “rudo”; menor integración estética y menor impulso a la revegetación rápida.

Criterio	Alternativa I	Alternativa II
Ventaja social	Habilita espacios seguros para reubicar viviendas afectadas; intervención menos invasiva.	Menor recuperación de espacio útil para vivienda; impactos sociales temporales mayores.

De acuerdo con los resultados de los modelos de estabilidad, ambas alternativas logran incrementar de manera significativa los factores de seguridad respecto a la condición inicial. Sin embargo, la Alternativa I muestra un mejor desempeño global en términos de estabilidad y optimización de recursos, por lo que se recomienda como la solución técnica mas viable para la estabilización del talud.

8.2. Diseño Integrado de Estabilización

Este apartado presenta el desarrollo técnico del sistema integral de estabilización propuesto en la Alternativa I para el talud afectado, el cual combina obras de sostenimiento profundo mediante anclajes, la conformación de terrazas escalonadas, el relleno estructural necesario para la recuperación de la vía en la corona, y la implementación de medidas complementarias de drenaje y control de erosión.

8.2.1. Diseño de Anclajes en Pantallas Ancladas según Metodología FHWA

El diseño de anclajes dentro del marco de una pantalla anclada sigue un proceso iterativo que se integra con el diseño de la estructura de contención general. La guía FHWA describe una serie de pasos para el diseño de pantallas ancladas (FHWA, 1999), de los cuales se extraen y detallan a continuación las etapas relevantes para el diseño de los anclajes.

8.2.1.1. Propiedades del suelo y fundación.

El primer paso fundamental en cualquier diseño geotécnico es la caracterización exhaustiva de los materiales del suelo o roca en el sitio del proyecto. Estos parámetros definen cómo el terreno interactuará con la estructura de contención y los anclajes.

Las propiedades del suelo se obtienen mediante un programa de investigación geotécnica del sitio, que incluye perforaciones de exploración y ensayos de laboratorio sobre muestras como se presenta en la Sección 5. Para este diseño, los valores ingresados son:

- **Altura del muro (H):** 15.00 [m]. Define la altura total de la excavación o la estructura a contener. En este caso, se decidió hacer tres terrazas escalonadas que las complementa su respectiva pantalla de anclajes.
- **Peso Unitario (γ):** 20.70 [kN/m³]. Representa el peso total por unidad de volumen de suelo a contener y es crucial para el cálculo de presiones laterales.
- **Ángulo de Fricción (Φ):** 26.80 [°]. Es un parámetro de resistencia al corte del suelo granular, que refleja su capacidad para resistir la deformación por cizallamiento.
- **Cohesión (C):** 35.50 [kN/m²]. Es el componente de la resistencia al corte del suelo que es independiente del esfuerzo normal, característica de suelos cohesivos. Se obtiene de ensayos de resistencia al corte.
- **Sobrecarga (Q_s):** 30 [kN/m²]. Carga aplicada a la superficie del terreno detrás del muro, como la generada por la vía proyectada para un tráfico liviano.

8.2.1.2. Parámetros de los anclajes.

Esta sección define la configuración geométrica y los criterios generales de diseño para los anclajes que serán instalados. Estos parámetros son decisiones de diseño basadas en la optimización estructural y geotécnica, así como en las limitaciones del sitio.

- **Separación Horizontal (SH):** 1.70 [m]. Distancia entre anclajes adyacentes en la misma fila.
- **Separación Vertical (SV):** 2.00 [m]. Distancia entre filas consecutivas de anclajes.
- **Distancia Primer Anclaje (H_1):** 1.50 [m]. Distancia vertical desde la corona del muro hasta el primer nivel de anclajes.
- **Distancia Último Anclaje (H_{n+1}):** 1.50 [m]. Distancia vertical desde el último nivel de anclajes hasta la base de la excavación.
- **Inclinación Anclajes (θ):** 15.00 [°]. Ángulo respecto a la horizontal al que se instalan los anclajes. Este ángulo influye en la componente horizontal de la fuerza del anclaje y en la longitud total requerida (FHWA, 1999).
- **Diámetro de Perforación ($\varnothing_{\text{perforación}}$):** 0.15 [m]. Diámetro del orificio perforado para la instalación del anclaje.
- **Tipo de Anclaje:** Permanente. La clasificación como permanente implica requisitos más estrictos en cuanto a durabilidad y protección contra la corrosión en comparación con los anclajes temporales (FHWA, 1999).
- **Número de Filas:** 7 [Und]. Se refiere a la cantidad de niveles de anclajes a instalar en la altura del muro los cuales depende de la altura del mismo y la separación vertical entre ellos.

$$n = 1 + \frac{H - (H_1 + H_{n+1})}{SV} = 1 + \frac{15 \text{ m} - 3 \text{ m}}{2 \text{ m}} \approx 7 \text{ filas}$$

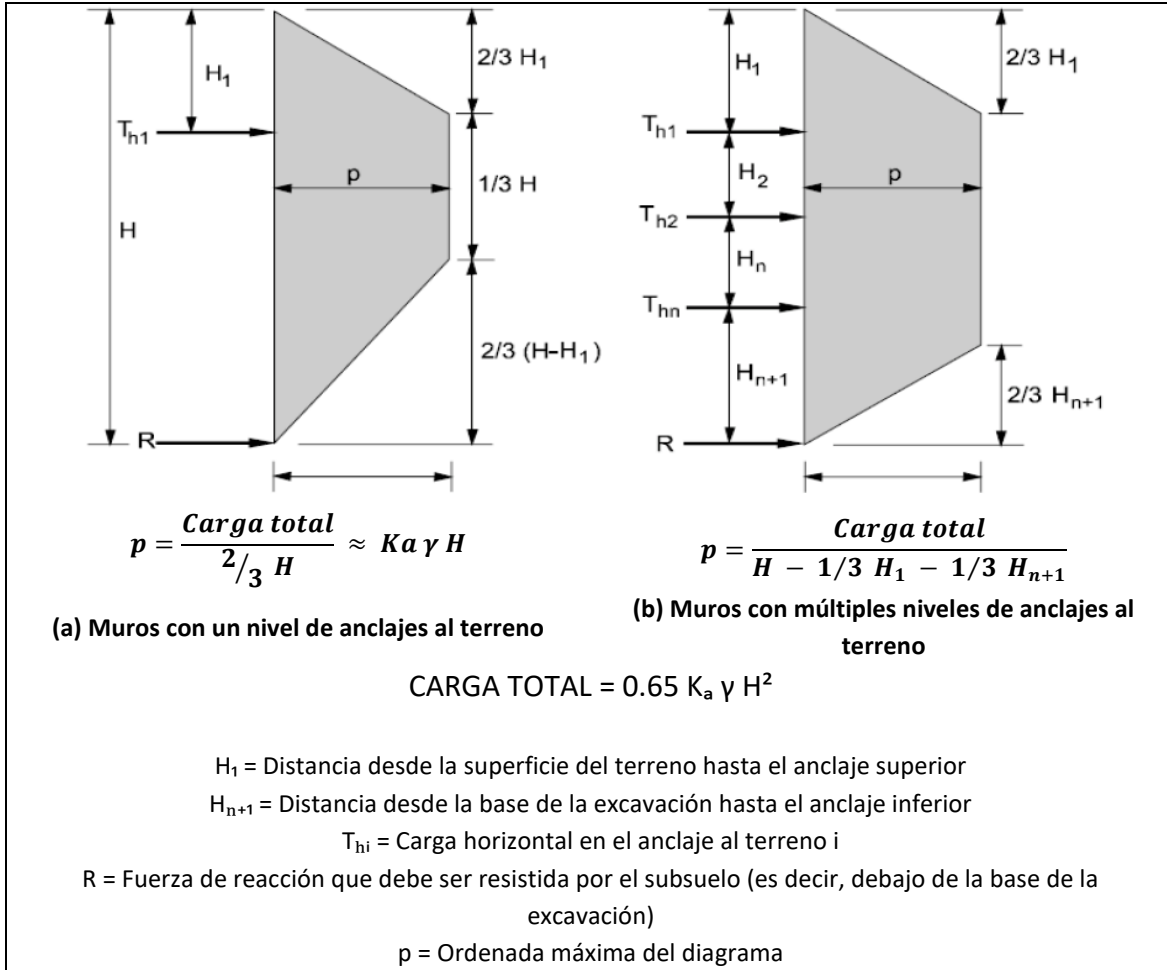
8.2.1.3. Presión de tierras.

El análisis de presiones de tierras determina las fuerzas laterales que el muro de contención debe resistir. Para muros anclados, se utilizan diagramas de presión de tierra aparente, que son enfoques semi-empíricos basados en mediciones de campo.

Los diagramas de presión de tierra aparente (como los de Terzaghi y Peck) se utilizan para estimar las cargas laterales sobre muros flexibles anclados. Estos diagramas no representan las presiones reales en un momento dado, sino un envolvente conservador para el diseño. Para el proyecto, se asume el uso del método de área tributaria (ver Figura 47) para el cálculo de cargas en los anclajes y momentos en el muro (FHWA, 1999).

Figura 47

Cálculo de los momentos flectores del muro utilizando el método del área tributaria.



Nota: Tomado de Ground Anchors and Anchored Systems de la FHWA.

- **Coefficiente de Empuje Activo (K_a):** 0.38 [-]. Se utiliza para calcular las presiones laterales activas del suelo. Este valor se relaciona con el ángulo de fricción interna del suelo y la geometría del muro.

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 26.80/2) = \mathbf{0.38}$$

- **Empuje de Tierras (P_e):** 1145.80 [kPa]. Presión de tierra resultante del peso propio del suelo.

$$P_s = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.65 * 0.38 * 20.7 \text{ [kN/m}^3\text{]} * 225 \text{ [m]} = \mathbf{1145.80 \text{ [kN]}}$$

- **Empuje por Distribución (P_{dist}):** 81.84 [kPa]. Se distribuye típicamente de forma trapezoidal o triangular, dependiendo del diagrama de presión aparente asumido.

$$P_{dist} = \frac{P_e}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_{n+1}}{3}} = \frac{1145.80 \text{ [kN]}}{14 \text{ [m]}} = \mathbf{81.84 \text{ [kPa]}}$$

- **Empuje por Sobrecarga (P_s):** 11.35 [kPa]. Presión de tierra adicional causada por la sobrecarga en la superficie.

$$P_s = K_a \cdot Q_s = 0.38 * 30 \text{ [kN/m}^2\text{]} = \mathbf{11.35 \text{ [kPa]}}$$

8.2.1.3.1. Cálculo de fuerzas y momentos.

Las fuerzas y momentos se calculan a partir de la distribución de presiones, considerando el número de filas y la geometría de los anclajes. El método de área tributaria distribuye las presiones laterales entre los anclajes y la reacción en la base del muro como se muestra en la Figura 47 (FHWA, 1999).

- **Fuerza Superior (T_{H1}), Fuerza Intermedia (T_{Hn}), Fuerza Inferior (T_{Hn+1}):** Estas son las componentes horizontales de las fuerzas que los anclajes de cada nivel deben resistir, por unidad de longitud de muro.

$$T_{H1} = \left(\frac{2H_1}{3} + \frac{SV}{2} \right) \cdot P_e + \left(H_1 + \frac{SV}{2} \right) \cdot P_s = \mathbf{192.07 \text{ [kN/m]}}$$

$$T_{Hn} = (SV \cdot P_s) + (SV \cdot P_e) = \mathbf{186.40 \text{ [kN/m]}}$$

$$T_{Hn+1} = \left(\frac{SV}{2} + \frac{23 H_{n+1}}{48} \right) \cdot P_e + \left(\frac{SV}{2} + H_{n+1} \right) \cdot P_s = \mathbf{169.05 \text{ [kN/m]}}$$

- **Fuerza de Reacción (R):** Fuerza lateral en la base del muro, resistida por la capacidad pasiva del suelo embebido.

$$R = \left(\frac{3 H_{n+1}}{16} \cdot P_e \right) + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \cdot P_s \right) = 31.50 \left[\text{kN}/\text{m} \right]$$

- **Momento Superior (M_1), Momento Intermedio (M_n), Momento Inferior (M_{n+1}):** Los momentos máximos de flexión en el muro (M_{\max} Diseño = $57.11 \left[\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m} \right]$) se calculan en las secciones entre anclajes y en la base, cruciales para el diseño estructural del muro.

$$M_1 = \frac{13 H_1^2 P_e}{54} + \frac{P_s H_1^2}{2} = 57.11 \left[\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m} \right]$$

$$M_n = \frac{1}{10} (SV)^2 (P_e + P_s) = 37.28 \left[\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m} \right]$$

$$M_{n+1} = \frac{1}{10} (H_{n+1})^2 \cdot (P_e + P_s) = 20.97 \left[\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m} \right]$$

8.2.1.4. Cargas de diseño de anclajes.

La carga de diseño del anclaje es la carga axial que el tendón debe soportar con seguridad. Se calcula a partir de la componente horizontal de la fuerza de anclaje (determinada en la sección anterior) y la separación horizontal de los anclajes, ajustada por la inclinación del anclaje. Se procede hacer el cálculo con la fuerza máxima calculada, resultando ser la carga máxima de trabajo.

$$T_{Sup} = T_{max} = \frac{T_{H1} \cdot SH}{\cos \theta} = \frac{192.07 \left[\text{kN}/\text{m} \right] * 1.7 \left[\text{m} \right]}{\cos 15^\circ} = 338.04 \left[\text{kN} \right]$$

Se decidió una carga de tensionamiento para el diseño ($T_{diseño}$) de **60 ton**, tras un análisis exhaustivo de estabilidad que demostró ser la única solución viable para garantizar la seguridad del sistema de tres pantallas escalonadas, ya que cargas inferiores generaban factores de seguridad inaceptables (<1.5) y desplazamientos diferenciales críticos, respaldado por simulaciones numéricas que confirmaron su eficacia en la redistribución equilibrada de esfuerzos; adicionalmente, este valor se adoptó a criterio del diseñador, considerando la optimización de

recursos, la estandarización constructiva y la compatibilidad con los límites geotécnicos y estructurales del proyecto, asegurando así un equilibrio óptimo entre desempeño técnico, eficiencia económica y robustez operativa.

8.2.1.5. Longitud y resistencia del anclaje.

Esta etapa se enfoca en determinar la longitud de bulbo necesaria y en seleccionar el tipo y la cantidad de acero de pretensado.

La longitud del bulbo de adherencia (tendon bond length) debe ser suficiente para transferir la carga de diseño desde el acero de pretensado al terreno circundante, a lo largo de la vida útil del anclaje (PTI, 2014). La selección del tendón debe garantizar que el acero de pretensado sea capaz de transmitir la carga de forma segura.

- **Carga de transferencia (f_{gr}):** $130 \left[\frac{kN}{m} \right]$. Es el proceso mediante el cual la carga aplicada al anclaje se transmite gradualmente al terreno a través del cuerpo de lechada dentro de la zona de adherencia, se considera los valores de la Tabla 21.

Tabla 21

Valores últimos presuntivos de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclajes al terreno de eje recto, de pequeño diámetro y con lechada por gravedad, para suelos.

Tipo de suelo	Densidad relativa / Consistencia (rango SPT)	Carga última de transferencia estimada (kN/m)
Arena y grava	Suelta (4-10)	145
	Medianamente densa (11-30)	220
	Densa (31-50)	290
Arena	Suelta (4-10)	100
	Medianamente densa (11-30)	145
	Densa (31-50)	190
Arena y limo	Suelta (4-10)	70
	Medianamente densa (11-30)	100
	Densa (31-50)	130
Mezcla limo-arcilla con baja plasticidad	Rígida (10-20)	30
	Dura (21-40)	60

Nota. Tomado de Ground Anchors and Anchored Systems de la FHWA.

- **Longitud de Bulbo (L_b):** 15 [m]. Esta es la longitud de la porción del anclaje donde se ancla la carga al terreno. La longitud de bulbo es inversamente proporcional al esfuerzo de adherencia del suelo y al diámetro del bulbo. Se procede a calcular la longitud del bulbo mínima con la siguiente formula:

$$L_{b,mín} = \frac{T_{Sup} \cdot FS}{f_{gr}} = \frac{338.04 \left[\frac{kN}{m} \right] * 2.0}{130 \left[\frac{kN}{m} \right]} \approx \mathbf{5.21[m]}$$

Se adoptó un valor de 15 m para la longitud de bulbo. Esta longitud corresponde a la zona adherida del anclaje y se seleccionó para asegurar que el bulbo penetre y se extienda más allá de las superficies de falla identificadas en los modelos de estabilidad, de modo que la transferencia de carga quede localizada en terreno competente y no en los estratos potencialmente inestables. Además, se consideró la interacción entre las tres pantallas escalonadas para garantizar una longitud de bulbo efectiva.

- **Longitud Libre (L_l):** 15 [m]. Para un anclaje se refiere a la longitud diseñada del tendón que no está adherida al terreno circundante ni a la lechada (grout) durante el tensado. Se procede a calcular la longitud libre mínima con la siguiente formula:

$$L_{libre,mín} = \frac{H}{\tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)} + 3 [m] = \frac{15 [m]}{\tan\left(45^\circ + \frac{26.8^\circ}{2}\right)} + 3 [m] \approx \mathbf{12 [m]}$$

Se adoptó una longitud libre de 15 m a criterio del diseñador. Esta longitud corresponde a la zona no adherida del anclaje y se dimensionó para ubicar la parte activa (bulbo) en profundidad, manteniendo la longitud libre suficiente para que el tramo activo no se vea afectado por deformaciones o movimientos cercanos a la cabeza del anclaje y de la excavación.

- **Selección del Tendón (Torones):**

Diámetro del Torón (Dt): 15 [mm]. Este es un diámetro estándar para torones de pretensado de alta resistencia.

Resistencia Acero (f_y/f_{pu}): 1860 [MPa]. Esta es la resistencia última a la tracción del acero de pretensado (grado 270), que cumple con ASTM A416/A416M (ASTM International, 2020).

Cantidad de Torones (n): 4 [unidad]. Este número se determina dividiendo la carga de diseño máxima por la capacidad permisible de un solo torón definida por la Tabla 22.

$$n = \frac{T_{max}}{0.6 f_{pu} A_{ps}} = \frac{338.04 [kN]}{156 [kN]} \approx 3 \text{ Torones}$$

Siendo:

f_{pu} = Esfuerzo último [kN/m²]

A_{ps} = Área nominal de la sección transversal [m²]

Tabla 22

Propiedades de torones de acero de pretensado de 15 mm de diámetro

Número de torones de 15 mm de diámetro	Área de sección transversal		Resistencia última		Fuerza de Pretensado					
	(in ²)	(mm ²)	(kips)	(kN)	0.8 fpu Aps		0.7 fpu Aps		0.6 fpu Aps	
					(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)
1	0,217	140	58,6	260,7	46,9	209	41	182	35,2	156
3	0,651	420	175,8	782,1	140,6	626	123,1	547	105,5	469
4	0,868	560	234,4	1043	187,5	834	164,1	730	140,6	626
5	1,085	700	293	1304	234,4	1043	205,1	912	175,8	782
7	1,519	980	410,2	1825	328,2	1460	287,1	1277	246,1	1095
9	1,953	1260	527,4	2346	421,9	1877	369,2	1642	316,4	1407
12	2,604	1680	703,2	3128	562,6	2503	492,2	2190	421,9	1877
15	3,255	2100	879	3911	703,2	3128	615,3	2737	527,4	2346
19	4,123	2660	1113,4	4953	890,7	3963	779,4	3467	668	2972

Nota. Tomado de ASTM A416, Grade 270 (metric 1860).

Esto significa que se requerirían al menos 3 torones. El diseño final utiliza 4 torones proporcionando un margen de seguridad adicional.

8.2.1.6. Verificaciones del diseño.

Las verificaciones son cruciales para asegurar que el diseño cumple con los requisitos de seguridad y rendimiento. Se evalúan dos modos de falla principales para los anclajes: el deslizamiento del acero dentro de la lechada (slip/length) y el arrancamiento del bulbo de lechada del terreno (pullout). Se presentan los siguientes conceptos:

- **Resistencia a la Compresión de la Lechada (f_{cu}):** 28 [MPa]. Es un parámetro fundamental de calidad del material. El Instituto de Postensado (PTI) especifica que el cemento debe ser tipo Portland y que la lechada debe alcanzar una resistencia a la compresión mínima (ej., 21 MPa a 28 días). Esta resistencia se verifica mediante ensayos de laboratorio de cubos de lechada (PTI, 2014).
- **Perímetro del Torón ($P_{torón}$):** 0.05 [m]. Se refiere al perímetro de un solo torón de acero de pretensado.

$$P_{torón} = \pi \cdot \phi_{torón} \approx \mathbf{0.05 [m]}$$

- **Adherencia Admisible Cable/Lechada:** 4 [MPa]. Este es el esfuerzo de adherencia permisible entre la superficie del acero de pretensado y la lechada. Es un valor de diseño basado en la capacidad de unión entre estos dos materiales y se considera una propiedad del sistema tendón-lechada. El rendimiento de la adherencia acero-lechada se puede evaluar mediante pruebas estandarizadas como ASTM A981 (FHWA, 1999).

$$\text{Adherencia Admisible Cable/Lechada} = \min(0.8 \cdot f_{cu}, 4 \text{ [MPa]}) = \mathbf{4 [MPa]}$$

- **Adherencia Límite Cable/Lechada:** 11309.73 [kN]. Representa la capacidad última total de la adherencia entre los torones de acero y la lechada a lo largo de toda la longitud del bulbo.

$$Adherencia\ Limite\ Cable/Lechada = T_{adm} \cdot P_{torón} \cdot L_b \cdot n \cdot 1000$$

$$= 4 [MPa] \cdot 0.05 [m] \cdot 15 [m] \cdot 4 [und] \cdot 1000 [kPa] = \mathbf{11309.73 [kN]}$$

- **Diámetro del Bulbo (D_{bulbo}):** 0.2 [m]. Este es el diámetro efectivo del cuerpo de lechada que se forma en el terreno. En este caso, se adopta la adherencia suelo bulbo (τ_{suelo}) equivalente a 0.07 MPa (ver Tabla 23) por ser el límite inferior conservador para anclajes inyectados a gravedad en arenas densas/semidensas (SPT: 11-50), asegurando cumplimiento normativo.

$$D_{bulbo} = \frac{T_{diseño}}{\pi \cdot L_b \cdot \tau_{suelo}} = \frac{600 [kPa]}{\pi \cdot 15 [m] \cdot 70 [kPa]} \approx \mathbf{0.2 [m]}$$

Tabla 23

Esfuerzo de adherencia unitario último asumido para anclajes en suelos no cohesivos

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Compacidad del suelo o resistencia ensayo SPT ⁽¹⁾	τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa)		
Arena o mezclas de arena y grava	Medianamente densas a densas: 11-50	0,07 a 0,14
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa-2,8 MPa)		
Arena fina a media	Medianamente densa a densa: 11-50	0,08 a 0,38
Arena media a gruesa con grava	Medianamente densa: 11-30 Densa a muy densa: 30-50+	0,11 a 0,67 0,25 a 0,95
Arenas limosas	-	0,17 a 0,40
Grava arenosa	Medianamente densa a densa: 11-40 Densa a muy densa: 40-50+	0,21 a 1,4 0,28 a 1,4
Till glacial	Denso: 31-50	0,30 a 0,52

Nota. Tomado del Tabla C11.9.4.2-2 del Código Colombiano de Puentes.

- **Adherencia Suelo/Lechada (o Suelo/Bulbo):** 848.23 [kN]. Se refiere a la capacidad del cuerpo de lechada del anclaje para transmitir la carga de tracción aplicada al suelo o roca circundante. Es un mecanismo fundamental en los anclajes de suelo y roca, y su comportamiento se basa principalmente en la fricción en la superficie de contacto entre la lechada y el terreno (FHWA, 1999).

$$\text{Adherencia Suelo/Bulbo} = \tau_{\text{suelo}} \cdot \pi \cdot D_b \cdot L_b = \mathbf{848.23 [kN]}$$

- **Verificación por Deslizamiento Cable/Lechada (Slip/Length Check):** Este chequeo evalúa la capacidad del tendón para no deslizarse dentro del bulbo de lechada. El Factor de Seguridad (FS) se calcula comparando la capacidad última de adherencia acero-lechada con la carga máxima de trabajo del anclaje.

$$FS_{C/L} = \frac{\text{Adherencia Limite Cable/Lechada}}{T_{max}} = \mathbf{33.46 \geq 1.67(PTI)}$$

Un factor de seguridad tan alto indica una capacidad de adherencia acero-lechada significativamente mayor que la carga de diseño, lo que proporciona un amplio margen de seguridad contra este modo de falla. Aunque el PTI establece un FS mínimo de 1.67 para el acero de pretensado (PTI, 2014), este chequeo se refiere específicamente a la interfaz acero-lechada.

- **Verificación por Arrancamiento (Pullout Check):** Este chequeo verifica la capacidad del bulbo de lechada para resistir el arrancamiento del terreno. El Factor de Seguridad se calcula comparando la capacidad última de adherencia lechada-suelo con la carga máxima de trabajo del anclaje.

$$FS_{pullout} = \frac{\text{Adherencia Suelo/Lechada}}{T_{max}} = \frac{848.23 [kN]}{338.04 [kN]} = \mathbf{2.51 \geq 2.0 (PTI)}$$

Para anclajes permanentes, el PTI recomienda un factor de seguridad mínimo de 2.0 para la interfaz lechada-terreno (PTI, 2014). El valor cumple y supera este requisito, confirmando la estabilidad del anclaje frente al arrancamiento del terreno.

Es fundamental que cada anclaje sea probado después de su instalación y antes de ser puesto en servicio para verificar su capacidad de carga y comportamiento de deformación. Las pruebas de desempeño (Performance Tests) y los ensayos de prueba (Proof Tests) son cruciales para la aceptación. El PTI también recomienda pruebas de fluencia extendida (Extended Creep Tests) para anclajes en suelos susceptibles a fluencia (FHWA, 1999).

En resumen, los cálculos y verificaciones presentados demuestran que el diseño de los anclajes cumple con los factores de seguridad requeridos tanto para la interfaz acero-lechada como para la interfaz lechada-terreno, asegurando la estabilidad y el desempeño del sistema de contención. En el Apéndice E, se presenta una tabla resumen de los resultados del cálculo.

8.2.2. Diseño del Dado de Concreto

El diseño del dado de anclaje es una etapa fundamental en el sistema de anclajes para pantallas ancladas, ya que garantiza la transferencia efectiva de la carga del anclaje al terreno y a la estructura de contención. Este subcapítulo describe los criterios y parámetros empleados para el dimensionamiento del dado, considerando tanto las cargas aplicadas como las propiedades del concreto y aceros utilizados. (PTI, 2014).

La hoja de cálculo (ver Apéndice F) adjunta realiza el diseño estructural del dado para los anclajes. Esta incluye los siguientes análisis:

- Verificación a flexión del dado.
- Evaluación del cortante en dos direcciones.
- Análisis por presión del suelo (estado de carga de servicio y carga última).

- Determinación del área de platina de apoyo.

8.2.3. Material para el Control de Erosión

La MacMat R1 es un geocompuesto formado por una geomanto tridimensional de polipropileno flexible, reforzada con una malla metálica hexagonal de doble torsión (GalMac®) (Maccaferri, s.f.) que le confiere gran rigidez y resistencia a la tracción. Está especialmente diseñada para el control de erosión permanente en taludes muy empinados, donde las lluvias intensas y el viento pueden desplazar semillas y finos del suelo, así como pequeños fragmentos rocosos antes de que la vegetación se arraigue completamente (Maccaferri, s.f.). Según especificaciones de Maccaferri América Latina (Maccaferri, s.f.), su resistencia nominal a la tracción alcanza los 37 kN/m, la tensión de rotura de los alambres varía entre 380 y 500 MPa, presenta un porcentaje de vacíos superior al 90 % y un gramaje de 450 g/m², valor que corresponde a la masa por unidad de área del material y refleja su elevada densidad y espesor, lo cual le confiere una alta capacidad de retención de agua y sustrato, favoreciendo el desarrollo de la cubierta vegetal.

Gracias a su estructura tridimensional, MacMat R1 atrapa lluvia, partículas finas y semillas, creando un microhábitat que acelera la germinación y permite que las raíces crezcan ancladas en la malla (ver Figura 48). De este modo, se logra una transición rápida desde un control mecánico de la erosión hasta una solución biofísica establecida, reduciendo la velocidad de escorrentía y minimizando el impacto erosivo del agua de lluvia. Además, cuando se compara con alternativas como el concreto lanzado, el uso de MacMat R1 resulta sensiblemente más económico: al no requerir mezclado in situ ni equipos de bombeo de alto costo, los gastos de mano de obra y movilización de maquinaria disminuyen hasta en un 40 % y el proceso de instalación es

más rápido, permitiendo el revestimiento de grandes extensiones (por ejemplo, 8 000 m²) en menos tiempo y con menor intervención en el terreno (Maccaferri, s.f.).

Figura 48

Establecimiento de vegetación sobre un talud con geomanto instalado



Nota. Tomado de “Así quedó la pantalla anclada para mitigar riesgo en Villabel, Floridablanca” por Vanguardia Liberal.

8.2.4. Diseño Obras Hidráulicas

8.2.4.1. Subdrenes de penetración.

La instalación de subdrenes de penetración persigue reducir el nivel freático y, con ello, las presiones de poros que desestabilizan el talud tras la construcción de las tres pantallas escalonadas de 15 m cada una. Para el proyecto se plantea:

Se perforarán tuberías ranuradas de PVC de 2” de diámetro en longitudes de 30 m, con una pendiente constante del 6 %, lo cual garantiza el flujo gravitacional del agua sin riesgo de retorno por encima de la línea freática (Suárez Díaz, 2018). Estas perforaciones se dispondrán en dos filas

verticales en cada corte de 15 m de altura, y en sentido horizontal cada 5 m, con lo cual se logra un espaciamiento adecuado ($S/H = 0,33$) para suelos granulares permeables según criterios de diseño habituales (Suárez Díaz, 2016).

El tubo ranurado se envolverá en geotextil no tejido Pavco NT1600, cuyas propiedades filtrantes impiden la entrada de finos y reducen el taponamiento prematuro del dren, mientras mantienen un flujo eficiente de colección (PAVCO S.A., 2019). En la práctica, el geotextil se coloca a lo largo de toda la longitud útil del dren, exceptuando los últimos 1.5 m cercanos a la salida, para proteger del ingreso de raíces y de erosión local, como se presenta en la Figura 49.

Figura 49

Esquema 3D de la instalación de un subdren de penetración



Nota. Tomado de la Cartilla de Sistemas de Subdrenaje de PAVCO.

El agua interceptada por los subdrenes se conducirá mediante cunetas hacia estructuras de disipación como drenaje superficial, de forma que se evite la reinfiltración y se disperse la energía del flujo sin generar socavación.

8.2.4.2. Canales.

Los canales son estructuras fundamentales en sistemas de drenaje superficial, diseñados para conducir eficientemente el agua de escorrentía y prevenir problemas de erosión o saturación

en taludes inestables. Según los Estudios La Feria (CI AMBIENTAL, 2023), el diseño de estas estructuras debe considerar parámetros hidrológicos e hidráulicos específicos para garantizar su funcionalidad. Los canales fueron proyectados en cada una de las terrazas diseñadas para las obras de mitigación.

8.2.4.2.1. Parámetros de diseño.

El dimensionamiento de los canales se basa en:

- **Caudal de diseño (Q):** Calculado mediante el método racional, donde C es el coeficiente de escorrentía, I la intensidad de lluvia, y A el área de aporte (INVIAS, 2020).
- **Geometría del canal:** Secciones trapezoidales.
- **Rugosidad (n):** Para canales en concreto no pulido, $n = 0.014$ (Chow, 1994).

8.2.4.2.2. Aplicación en Hcanales.

En las terrazas del proyecto se empleará Hcanales versión 3.0 desarrollado por la Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica, para calcular el tirante y la velocidad del flujo (Instituto Tecnológico de Costa Rica, 2022). El software Hcanales permite modelar el comportamiento hidráulico considerando:

- **Pendiente longitudinal (S):** Entre 0.5% y 3.08%, según el tramo.
- **Velocidad admisible:** Menor a 5 m/s para evitar la erosión (Arbeláez, 2022).

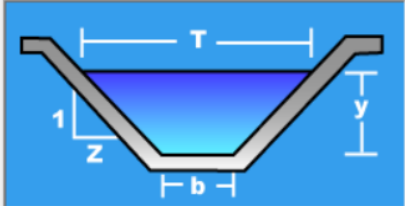
Figura 50*Dimensionamiento de Canales*

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **BARRIO LA FERIA** Proyecto: **TRABAJO DE APLICACIÓN**
Tramo: **Canales** Revestimiento: **Concreto**

Datos:

Caudal (Q): **.2063** m³/s
Ancho de solera (b): **.4** m
Talud (Z): **0.58**
Rugosidad (n): **0.014**
Pendiente (S): **0.002** m/m



Resultados:

Tirante normal (y): **0.3460** m
Área hidráulica (A): **0.2078** m²
Espejo de agua (T): **0.8014** m
Número de Froude (F): **0.6223**
Tipo de flujo: **Subcrítico**

Perímetro (p): **1.2000** m
Radio hidráulico (R): **0.1732** m
Velocidad (v): **0.9926** m/s
Energía específica (E): **0.3962** m-Kg/Kg

Nota. Tomado del software HCanales.

8.2.4.3. Estructuras de disipación.

Los canales disipadores escalonados son estructuras especializadas para zonas de alta pendiente, donde se requiere disipar energía cinética mediante gradas. Su función principal es captar las aguas provenientes de los drenajes superficiales y conducir las hacia la parte baja del talud, disipando su energía para garantizar un transporte seguro del flujo. Su diseño sigue metodologías validadas experimentalmente, como la propuesta por Ohtsu et al. (2004) y aplicada por Arbeláez (2022).

9. Conclusiones

El presente estudio permitió establecer un diseño preliminar de mitigación para el deslizamiento ocurrido en 2023 en el barrio La Feria (Bucaramanga), integrando los resultados de caracterización geotécnica, análisis de susceptibilidad, comprobación de la competencia del suelo y evaluación de alternativas de intervención. A continuación, se sintetizan los hallazgos más relevantes:

Caracterización Geotécnica y Estratos del Área

Se identificaron cuatro unidades litológicas principales que controlan el comportamiento del talud:

- **Limos Rojos (Qblr):** Suelos superficiales muy meteorizados, con alta capacidad para vegetación, pero susceptibles a erosión.
- **Gravoso (Qbg):** Depósitos de gravas y bloques en matriz arenosa, con $\phi \approx 32^\circ$, que aportan fricción interna y estabilidad.
- **Finos (Qbf):** Arcillas y limos de cohesión moderada ($c \approx 15 \text{ kN/m}^2$), funcionan como acuíferos locales.
- **Órganos (Qbo):** Gravas y bloques en matriz arcillosa, de alta cohesión ($c \approx 35 \text{ kN/m}^2$), aptos para anclajes profundos.

Estos estratos, aunque competentes para obra de estabilización, pierden resistencia ante saturación hídrica o movimientos sísmicos.

Susceptibilidad a Fenómenos de Remoción en Masa

Para evaluar la susceptibilidad del talud a fenómenos de remoción en masa, se realizaron modelos de calibración en Slide, empleando el método de equilibrio límite con el criterio de Mohr–

Coulomb. Estos modelos fueron ajustados con base en la caracterización geotécnica de los estratos presentes (Limos Rojos, Finos, Gravoso y Órganos), utilizando parámetros de resistencia al corte obtenidos mediante ensayos de corte directo drenado (CD), lo que permitió simular de forma representativa el comportamiento a largo plazo bajo condiciones efectivas.

La modelación incluyó escenarios estáticos y pseudoestáticos, incorporando un análisis sísmico con coeficientes $k_h = 0.04$ g y $k_v = 0.009$ g, representativos del sismo registrado en la estación BRJC de Barrancabermeja. Asimismo, se consideraron diferentes condiciones hidrogeológicas con niveles freáticos someros (a 1.0 m y 5.0 m), dado su impacto en la reducción de la resistencia al corte.

Los resultados evidenciaron que:

- **Con nivel freático a 1.0 m**, los factores de seguridad (FS) tienden a valores cercanos o inferiores a 1.0 en condiciones pseudoestáticas, lo que indica una marcada inestabilidad.
- **Con nivel freático a 5.0 m**, los FS mejoran, aunque persiste un nivel de amenaza medio-alto en presencia de sismos.

Estos hallazgos concuerdan con la clasificación establecida en la NSR-10 (Título H.2.4.3), confirmando que la combinación de suelos finos con alta susceptibilidad a la saturación, actividad sísmica moderada y fluctuación del nivel freático configura un escenario crítico para la estabilidad del talud.

La calibración del modelo permitió replicar el comportamiento observado en el deslizamiento ocurrido en marzo de 2023 en el barrio La Feria, demostrando que el evento se activó por la concurrencia de factores naturales y antrópicos:

- **Naturales:** Un sismo de magnitud 5.5 y lluvias intensas que elevaron el nivel freático, reduciendo la resistencia efectiva del suelo.

- **Antrópicos:** Infiltración de agua por tuberías y pozos sépticos en mal estado, obstrucción de drenajes superficiales por construcciones y cortes sin control en laderas empinadas.

En conjunto, estas condiciones provocaron factores de seguridad menores a 1.0 bajo análisis seudoestático, confirmando la alta vulnerabilidad del sector frente a movimientos en masa. La identificación de grietas de tracción posteriores al evento y la coincidencia entre los escenarios simulados y lo ocurrido en campo refuerzan la validez del modelo y la necesidad de medidas correctivas.

9.1. Capacidad Geomecánica del Suelo para Obras de Mitigación

Los estratos profundos Órganos (Qbo) y Gravoso (Qbg) demostraron capacidad portante adecuada para soportar sistemas de anclajes. Los diseños cumplieron con los factores de seguridad de la NSR-10 ($FS \geq 1.5$ estático) y normas FHWA (1999), validando:

- Resistencia de lechada ($f_{cu} = 28$ MPa) y adherencia lechada-suelo ($\tau = 70$ kPa).
- Factores de seguridad contra arrancamiento ($FS = 2.51$) y deslizamiento ($FS = 33.46$), según PTI (2014).

9.2. Alternativas de Mitigación y Selección

Se evaluaron dos alternativas principales:

- **Alternativa I:** pantallas ancladas escalonadas (7 filas), subdrenes de penetración, terrazas constructivas y geomanto MacMat R1 para control de erosión.
- **Alternativa II:** similar a la I pero con pedraplén en el pie y reducción a 2 filas de anclajes.

Se presenta la comparativa entre los valores de seguridad de ambas alternativas:

La alternativa I, está compuesta por pantallas escalonadas ancladas, terrazas constructivas, subdrenes y control de erosión con MacMat® R1 cumple con los parámetros de diseño al obtener un FS de 1,59 en condición estática y 1,10 en pseudoestática, y además ofrece ventajas constructivas y sociales al habilitar terrazas que generan espacios seguros para reubicar viviendas afectadas y reducir los plazos de ejecución en un 20 % gracias a la instalación secuencial de anclajes sin procesos redundantes como los pedraplenes; mejora asimismo la eficiencia hidromecánica mediante subdrenes de penetración de 30 m y canales de concreto que regulan niveles freáticos y escorrentías, mientras que el geomanto MacMat® R1 acelera la revegetación y disminuye la erosión en un 60 %. Se realiza una comparativa entre las dos alternativas de mitigación evaluadas:

9.3. Conclusión

Del análisis comparativo desarrollado en la sección 8.1.3 podemos determinar, si bien la Alternativa II puede mostrar en modelación factores de seguridad algo superiores en ciertos escenarios, la Alternativa I constituye la solución más integral al combinar seguridad adecuada (cumple los parámetros de diseño), control hidromecánico eficiente, menores tiempos de ejecución, menores necesidades de intervención futura y beneficios sociales claros al recuperar espacio para viviendas. Por tanto, para un balance entre criterios técnicos, constructivos, ambientales y sociales, se recomienda priorizar la Alternativa I, documentando y controlando detalladamente el diseño hidráulico y las especificaciones de anclaje conforme a FHWA (1999) y PTI (2014).

Bibliografía

- AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá, Colombia.
- Alcaldía de Bucaramanga. (2025). *Plan de Ordenamiento Territorial - Bucaramanga*. Obtenido de Alcaldía de Bucaramanga: <https://www.bucaramanga.gov.co/bucaramanga-avanza/plan-de-ordenamiento-territorial/>
- Arbeláez, V. (2022). *Manual de diseño y guía de cálculo de canales escalonados*. Universidad de Antioquia.
- Área Metropolitana de Bucaramanga. (s.f.). *Área Metropolitana de Bucaramanga*. Obtenido de Bucaramanga: <https://www.amb.gov.co/bucaramanga/>
- ASTM International. (2020). *ASTM A416/A416M Especificación estándar para torones de acero de siete alambres de baja relajación para hormigón pretensado*.
- Carvajal, Y. (2012). Metodología para la evaluación de amenazas por movimientos en masa a escala detallada. *Universidad Nacional de Colombia*.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill.
- CI AMBIENTAL. (2023). *CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN EL BARRIO LA FERIA UBICADO EN EL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER*. Bogotá D.C.
- CI AMBIENTAL. (2023). *CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS DETALLADOS DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, INUNDACIÓN, Y AVENIDAS TORRENCIALES EN SECTORES*

*PRIORIZADOS EN LAS COMUNAS CUATRO DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA
(TOMO II).* Bogotá D.C.

- Cornforth, D. H. (2005). *Landslides in practice: Investigation, analysis, and remedial/preventive options in soils.* John Wiley & Sons.
- Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability.* John Wiley & Sons.
- Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.* John Wiley & Son.
- FHWA. (1999). Geotechnical Engineering Circular No. 4: Ground anchors and anchored systems. *U.S. Department of Transportation.*
- Fredlund, D. G., & Krahn, J. (1977). *Comparison of slope stability methods of analysis.* Canadian Geotechnical Journal.
- Gómez, J., Montes, N. E., & Alarcón, B. (2015). *Movimientos en masa en Colombia: Una revisión de sus causas y efectos.* Revista de Ingeniería Geológica.
- INGEOMINAS. (2001). *ZONIFICACIÓN SISMOGEO TÉCNICA INDICATIVA DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.* Bogotá.
- Instituto Tecnológico de Costa Rica. (2022). HCanales (Versión 3.0). Programa de software.
- INVIAS. (2008). *Manual de Diseño de Obras de Contención.* Instituto Nacional de Vías.
- INVIAS. (2020). *Manual de drenaje para carreteras.* Instituto Nacional de Vías.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering.* Nueva Jersey: Prentice-Hall International Series.
- Maccaferri. (s.f.). *MacMat®R Geosynthetic Reinforcement.* Obtenido de Maccaferri US: https://www.maccaferri.com/us/macmat-r-landing-page/?utm_source=chatgpt.com

- Maldonado, E. (Diciembre de 2005). IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS SÍSMICAMENTE MÁS VULNERABLES EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA. *UIS Ingenierías*.
- Martínez, J., Ramírez, C., & Sánchez, L. (2018). *Análisis de estabilidad de taludes en zonas de alta pendiente: Caso de estudio en Bucaramanga*. Colombia: Ingeniería y Ciencia.
- PAVCO S.A. (2019). Cartilla de Subdrenaje. *Sistemas de Subdrenaje*. Geosistemas Pavco.
- PTI. (2014). *Recommendations fo Prestressed Rock and Soil Anchors*. Farming Hills, MI.
- Rocscience. (2020). *Slide2 Overview*. Obtenido de Rocscience: <https://www.rocscience.com/help/slide2/documentation>
- Rocscience Inc. (2019). *Software de análisis de estabilidad de taludes*. Rocscience Inc. Obtenido de <https://www.rocscience.com>
- Rodríguez, A., & López, M. (s.f.). Técnicas de estabilización de taludes en zonas urbanas de Colombia. *Revista Colombiana de Geotecnia*, págs. 8(1), 67-82.
- Rondón, J. A., & Torrado, L. M. (2017). Análisis y lineamientos para el diseño estructural de pantallas ancladas. Bucaramanga.
- Servicio Geológico Colombiano. (2025). <https://simma.sgc.gov.co/#/public/results/>. Obtenido de Servicio Geológico Colombiano, Sistema de Información de Movimientos en Masa.
- SGC. (2016). *Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa*.
- Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres. (2018). *PLAN DEPARTAMENTAL DE GESTION DEL RIESGO DE DESASTRES*. Bucaramanga.
- Suárez Díaz, J. (2016). DESLIZAMIENTOS: TECNICAS DE REMEDIACION. *Obras de Drenaje y Subdrenaje*. www.erosion.com.co.

Suárez Díaz, J. (2018). Subdrenes de penetración en Obras de Drenaje y Subdrenaje.

Erosion.com.co.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice (3rd ed.).

John Wiley & Sons.

Vanguardia Liberal. (13 de abril de 2024). Un año después de los deslizamientos, sigue el drama

de los damnificados del barrio La Feria.