

ESTUDIO DE AMENAZA DE DETALLE POR MOVIMIENTO EN MASA EN UN SECTOR DE LA FINCA LA PALMERA



Medellín, Agosto de 2019

GRUPO DE CONSULTORÍA

Marco Fidel Gamboa Ramírez

Ingeniero Geólogo
Esp. Sistemas de Información Geográfica
Coordinador

William Suárez Capacho

Ingeniero Civil
Esp. Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos
Esp. Mecánica de Suelos y Cimentaciones
Componente Geotecnia

Sandra Milena López Castro

Ing. Geóloga
Componente Geología y Geomorfología

Verónica Zapata Sánchez

Ingeniera Civil
Componente Geotecnia

Luis Eduardo Salas Vargas

Geólogo
Componente SIG

AGOSTO DE 2019
MEDELLÍN

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	6
1.1	OBJETIVO	6
1.2	CLASIFICACIÓN Y USOS DEL SUELO	7
2	ESTUDIO DE AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA	9
2.1	METODOLOGÍA	9
2.2	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.....	11
2.3	ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	36
2.3.1	Exploración de campo y análisis de laboratorio	36
2.3.1.1	Inspección del entorno	36
2.3.1.2	SONDEOS.....	36
2.3.1.3	EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE CAMPO Y TOMA DE MUESTRAS	38
2.3.1.4	ANÁLISIS DE LABORATORIO.....	39
2.3.1.5	ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS SUELOS	40
2.3.1.6	PARÁMETROS GEOMECÁNICOS	42
2.3.1.7	NIVEL FREÁTICO.....	44
2.3.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	44
2.3.2.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ACTUALES.....	46
3	ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	58
4	APTITUD GEOLÓGICA.....	64
5	RECOMENDACIONES	66
6	CONCLUSIONES	82
7	LIMITACIONES.....	85
8	BIBLIOGRAFÍA	86

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.	Ubicación de la zona de estudio	6
Ilustración 2.	Red hídrica y retiros POT vigente (Acuerdo 48 de 2014)	7
Ilustración 3.	Amenaza movimientos en masa POT vigente (Acuerdo 48 de 2014)	8
Ilustración 4.	Usos generales del suelo POT vigente (Acuerdo 48 de 2014)	8
Ilustración 5.	Mapa geológico regional (Fuente: AMVA, 2007)	11
Ilustración 6.	Mapa geológico local y formaciones superficiales.....	14
Ilustración 7.	Mapa de pendientes de la zona de estudio.....	18
Ilustración 8.	Mapa geomorfológico regional (Fuente: AMVA, 2007).....	22
Ilustración 9.	Modelo de sombras generado a partir del levantamiento topográfico	23
Ilustración 10.	Subunidades definidas en el área de estudio	24
Ilustración 11.	Mapa geomorfológico local.....	24

Ilustración 12. Fotografía aérea del año 1994, en rojo el área de interés.....	30
Ilustración 13. Fotografía aérea del año 2004, en rojo el área de interés.....	30
Ilustración 15. Ortofoto del año 2019, en rojo el área de interés	31
Ilustración 16. Mapa de procesos morfodinámicos en el área de estudio	32
Ilustración 17. UMI definida para el área de estudio y ubicación de cortes geológicos.....	35
Ilustración 18. Corte geológico X – X´	35
Ilustración 19. Localización sondeos	37
Ilustración 20. Localización perfiles.....	46
Ilustración 21. Modelo geotécnico Perfil 1	47
Ilustración 22. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, estático.....	48
Ilustración 23. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, estático (Superficies con FS por debajo de 1.5)	48
Ilustración 24. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, sismo.....	49
Ilustración 25. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, estático, con aumento del nivel freático	50
Ilustración 26. Modelo geotécnico Perfil 2	51
Ilustración 27. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, estático.....	52
Ilustración 28. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, estático (Superficies de falla con FS por debajo de 1.5).....	52
Ilustración 29. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, sismo.....	53
Ilustración 30. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, estático, con aumento del nivel freático	54
Ilustración 31. Modelo geotécnico Perfil 3	55
Ilustración 32. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones actuales, estático.....	56
Ilustración 33. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones actuales, sismo.....	57
Ilustración 34. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones actuales, estático, con aumento del nivel freático	58
Ilustración 35. Mapa de amenaza según el análisis de estabilidad	59
Ilustración 36. Mapa de distancia de viaje	62
Ilustración 37. Zonificación de amenaza por movimientos en masa	63
Ilustración 38. Mapa de aptitud geológica	65
Ilustración 39. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones proyectadas, estático	68
Ilustración 40. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones proyectadas, sismo	69
Ilustración 41. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones proyectadas, estático	70
Ilustración 42. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones proyectadas, sismo	71
Ilustración 43. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones proyectadas, estático	72
Ilustración 44. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones proyectadas, sismo	72
Ilustración 45. Mapa de amenaza por movimientos en masa en condiciones proyectadas.....	73
Ilustración 46. Localización zona de intervención La Palmera.....	74
Ilustración 47. Equipo empleado en tensionamiento de anclajes	79
Ilustración 48. Detalle de inclinómetro	82

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Distribución de los rangos de pendiente y porcentaje respecto al área de estudio.....	17
Tabla 2. Rangos de longitud de la ladera para la definición de los componentes geomorfológicos. 22	22
Tabla 3. Característica de los topes para su definición.....	23
Tabla 4. Profundidad de los sondeos exploratorios.....	37
Tabla 5. Resumen Ensayos de Laboratorio.	40
Tabla 6. Correlaciones analizadas para la definición de parámetros geomecánicos.	43
Tabla 7. Profundidad del Nivel Freático.	44
Tabla 8. Parámetros Geomecánicos de los materiales	45

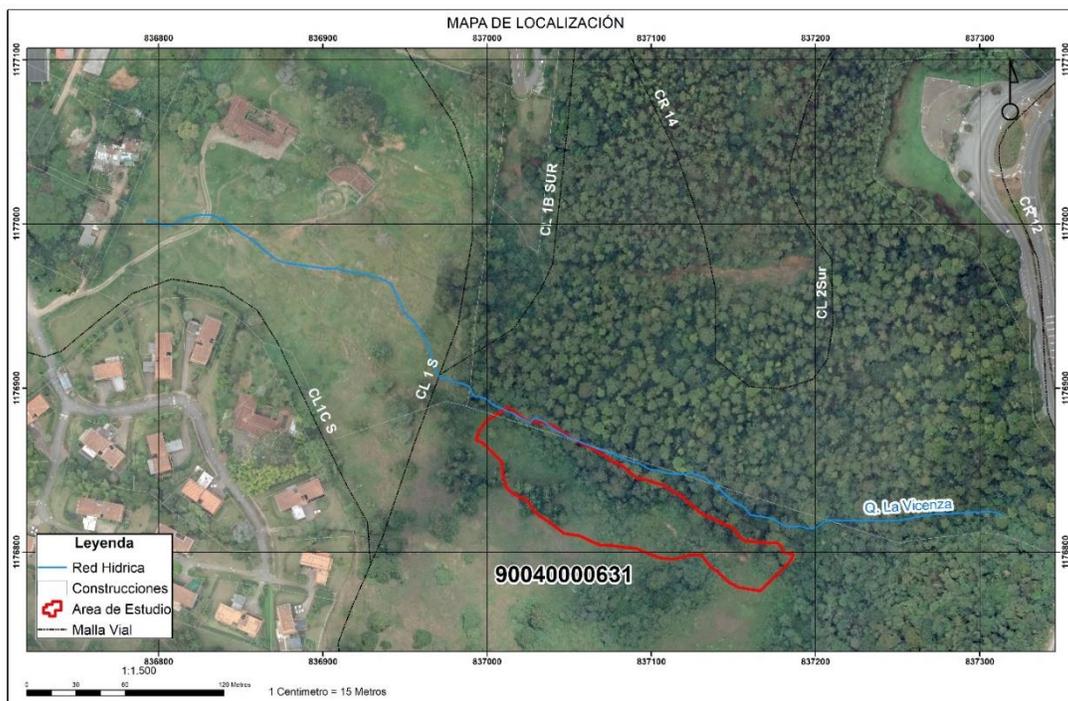
Tabla 9. Factores de seguridad mínimos para evaluación y diseño de taludes.	45
Tabla 10. Fuerzas a considerar en anclajes, donde σ_e límite elástico del acero, y S_a sección de acero (tomada Anclajes: funcionamiento y diseño, Pedro Salvá M)	76
Tabla 11. Capacidad de carga de diferentes tipos de anclajes (tomada Anclajes: funcionamiento y diseño. Pedro Salvá M)	76
Tabla 12. Dimensionamiento de los anclajes activos	77
Tabla 13. Factores de seguridad - Análisis de estabilidad condiciones actuales.	85
Tabla 14. Factores de seguridad - Análisis de estabilidad condiciones proyectadas.....	85

1 INTRODUCCIÓN

El Plan de Ordenamiento Territorial del año 2014 del municipio de Medellín (Acuerdo 48 de 2014), clasifica el lote con CBML 90040000631 como un suelo rural con la subcategoría de producción agroforestal, denominado finca La Colina, el área de interés se ubica sobre la margen izquierda de la quebrada La Vicenza aguas abajo de la vía Las Palmas (Ilustración 1).

En este informe se consignan los resultados obtenidos de los estudios de detalle por movimientos en masa para una zona de amenaza ubicada en el área en mención. Igualmente, se incluyen las recomendaciones para el manejo del área de interés, de manera que disminuya la posibilidad de afectaciones por el tipo de evento estudiado; también se presenta como anexos a este informe los registros de perforaciones, los diseños de las soluciones estructurales, sus memorias y la cartografía temática compatible con el software ArcGis.

Ilustración 1. Ubicación de la zona de estudio



1.1 OBJETIVO

Elaborar la zonificación de la amenaza por movimientos en masa en el área de interés, siguiendo los lineamientos establecidos por el Decreto municipal 1626 de 2015 y el documento "Directrices y lineamientos para la elaboración de los estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para

intervenciones en zonas de ladera, en el Valle de Aburrá, producido y aprobado por el Área Metropolitana del Valle de Aburrá.

1.1.1 Objetivos específicos

- Realizar la caracterización geológico – geomorfológica del área de interés y la caracterización geotécnica de los materiales identificados en el sitio.
- Evaluar las condiciones de estabilidad del polígono de estudio y elaborar la zonificación por movimientos en masa a escala 1:2000.
- Zonificar el territorio en función de la aptitud para el uso del suelo y presentar las recomendaciones para el aprovechamiento del mismo.

1.2 CLASIFICACIÓN Y USOS DEL SUELO

De acuerdo con el Acuerdo 48 de 2014, el área de interés está clasificada como suelo rural, y dentro de él se identifican categorías del suelo de protección correspondientes a la Estructura Ecológica Principal como las áreas de interés estratégico – red de conectividad ecológica y el sistema hidrográfico (ríos y quebradas con sus retiros) que corresponde a un retiro de 30 metros asociados a la quebrada La Vicenza (Ilustración 2); adicionalmente, se presentan restricciones desde la amenaza por movimientos en masa, donde se identifica un sector con amenaza alta rodeado de amenaza media (Ilustración 3).

Ilustración 2. Red hídrica y retiros POT vigente (Acuerdo 48 de 2014)

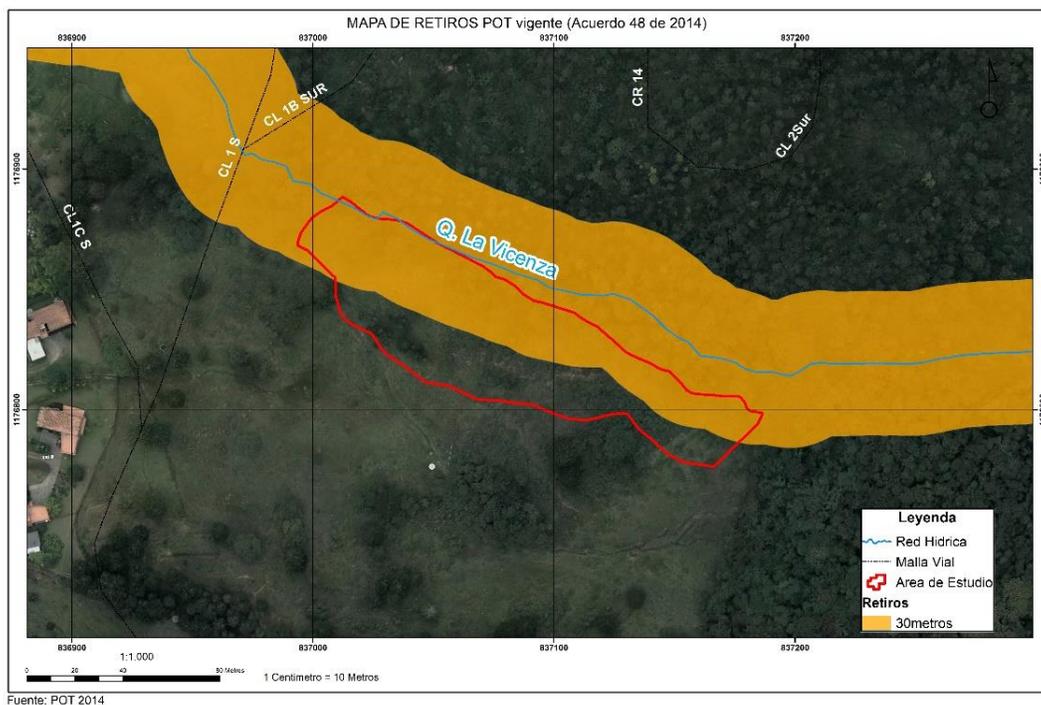
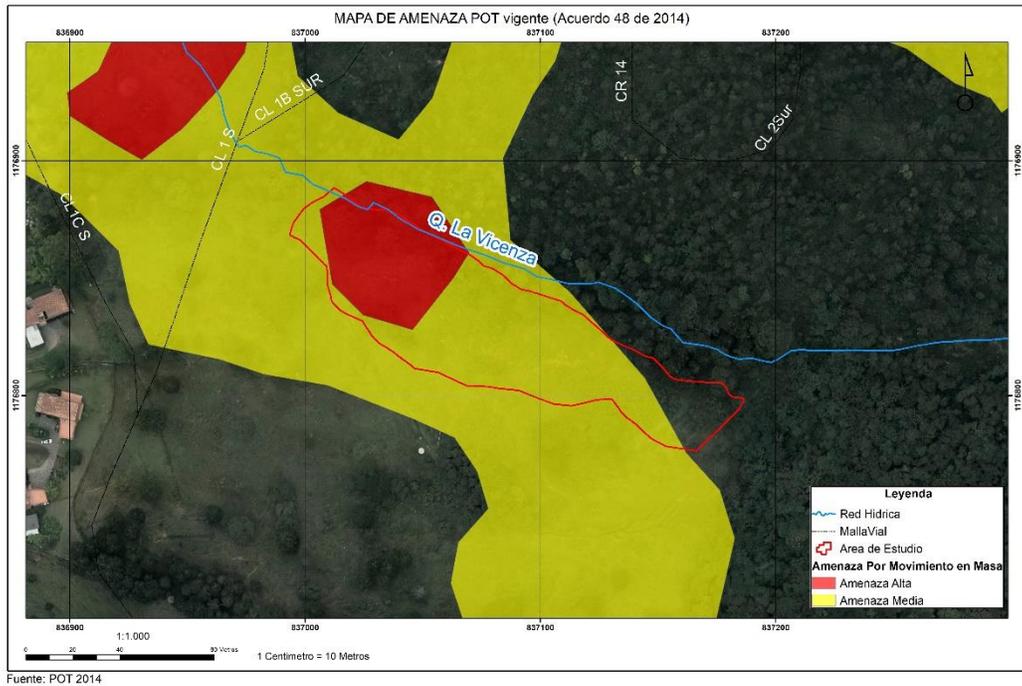


Ilustración 3. Amenaza movimientos en masa POT vigente (Acuerdo 48 de 2014)



En el Acuerdo 48 de 2014 y por ser un suelo rural está clasificado en la categoría de protección para la producción agroforestal, además hace parte de un gran polígono del sector considerado Espacio público proyectado, como un área de intervención estratégica por medio del Ecoparque Las Palmas (Ilustración 4).

Ilustración 4. Usos generales del suelo POT vigente (Acuerdo 48 de 2014)



2 ESTUDIO DE AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA

El estudio incluye la definición y caracterización de los materiales que componen el subsuelo, la evaluación de los perfiles estratigráficos, el análisis de estabilidad de la zona y demás características importantes en la caracterización geológica – geotécnica que enmarca el área de interés. Con base en la caracterización de las unidades geológicas de la superficie, la geomorfología, los resultados del programa de exploración y las propiedades geotécnicas de los materiales que componen el subsuelo, se definen los modelos de análisis para evaluar la estabilidad de las laderas del sector.

La información anterior permitirá zonificar el terreno para determinar la aptitud de uso del suelo considerando entre otros aspectos la amenaza por movimientos en masa, las condiciones de pendiente y las características morfométricas, que en conjunto permiten identificar las restricciones desde el punto de vista geológico – geotécnico para el desarrollo del área de interés.

2.1 METODOLOGÍA

La metodología utilizada para el desarrollo del presente estudio incluyó las siguientes actividades:

2.1.1 Recopilación de información

Previo al inicio de las labores de campo se recopiló información existente sobre estudios realizados anteriormente en la zona y en los sectores aledaños, de igual manera fueron obtenidas bases cartográficas e imágenes de satélite del área en estudio, a escalas diferentes y temporalmente espaciadas. Lo anterior se realiza con el fin de obtener conocimiento relacionado con las condiciones físicas del territorio, en aspectos como geología, geomorfología, intervención y uso del suelo. Esta información se obtuvo de diversas fuentes entre las que se destacan: El municipio de Medellín y Área Metropolitana del Valle de Aburrá.

2.1.2 Análisis de imágenes satelitales y cartografía

Por medio de este análisis, se obtiene información general relacionada con litología, formaciones superficiales, geomorfología, procesos morfodinámicos actuales y antiguos, e hidrología, lo que permite obtener una zonificación temática preliminar a la visita de campo.

Desde el componente geotécnico este análisis se realizó con el fin de obtener información sobre aspectos generales del terreno, útil durante la planificación de las actividades de campo; reconocimiento del sitio y ejecución de la campaña exploratoria.

2.1.3 Trabajo de campo

Las labores de campo se realizaron entre los meses de junio y julio del año 2019. Esta etapa se centra en el levantamiento de información primaria mediante recorridos por la zona que permitieron identificar características geológicas, geomorfológicas y geotécnicas relevantes del polígono en estudio, así como la exploración directa por medio de la ejecución de perforaciones en toda el área.

2.1.4 Sistematización y procesamiento de la información

De acuerdo con la información obtenida en la revisión bibliográfica, el análisis de cartografía y los datos de campo, se elaboró el presente documento que caracteriza desde el punto de vista geológico - geotécnico los materiales que componen el área donde se desarrolla el Estudio de detalle.

2.1.4.1 Información secundaria

A continuación, se presenta la base bibliográfica y se describe el aporte y la utilidad de cada una de las fuentes de información secundaria, referencia para el presente estudio.

Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Medellín. Este plan es de gran importancia y se destaca por ser el marco jurídico que regula las acciones emprendidas dentro de la jurisdicción del municipio, específicamente aquellas relacionadas con el uso y clasificación del suelo.

Microzonificación sísmica de los municipios del Valle de Aburrá. Área Metropolitana del Valle de Aburra. 2007. Este informe presenta como insumo principal la caracterización geológica escala 1:10.0000 de las formaciones geológicas que afloran en el Valle de Aburrá y se realiza una descripción de las principales estructuras tectónicas que lo afectan.

Concepto geológico – geotécnico, zonificación geotécnica y otras consideraciones técnicas del predio La Palmera. Comunicación interna generada por funcionarios del Departamento Administrativo de Planeación del municipio de Medellín donde presentan la situación general del área sobre las amenazas por movimientos en masa y recomienda realizar estudios detallados.

Fotografías Aéreas. Se revisaron fotografías aéreas de diferentes décadas para evaluar la recurrencia de procesos morfodinámicos en el sector. Las siguientes fotografías se encuentran disponibles en el Centro de Información del Departamento Administrativo de Planeación del municipio de Medellín y la Universidad EAFIT:

Año	Vuelo - Faja	Nro Fotos
1994	F30_65/3	170 - 171
2004	F3S	906 - 907

Adicionalmente se consultaron las ortofotos disponibles para el sector.

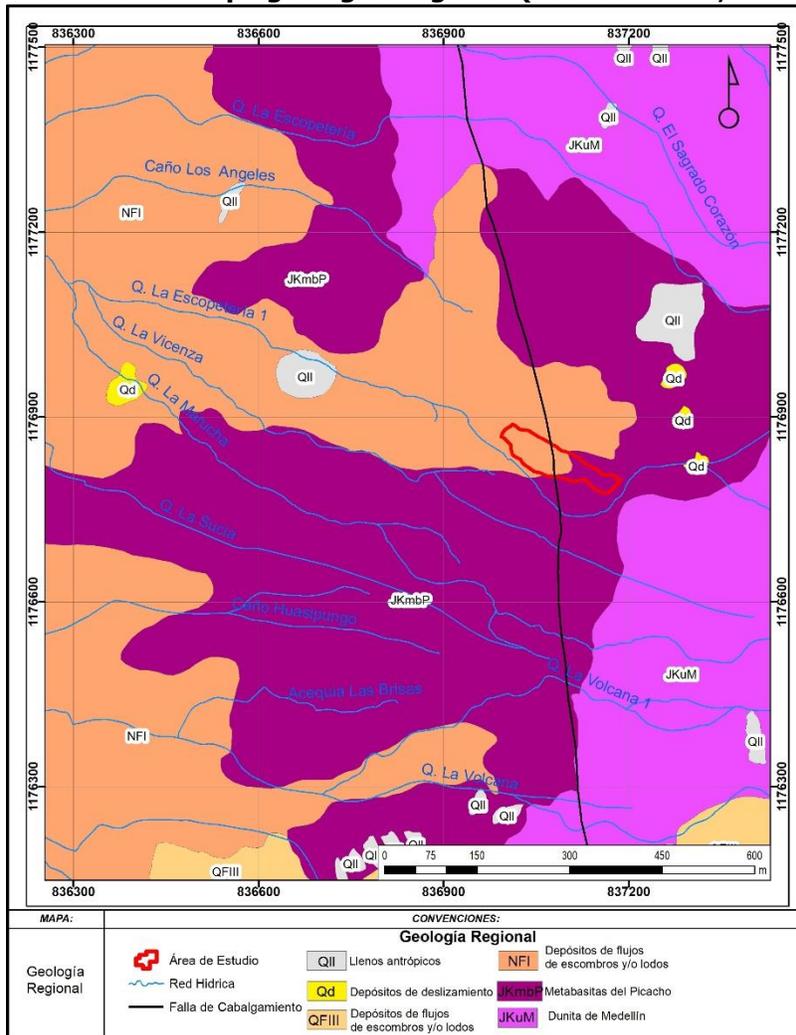
2.2 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

2.2.1 Geología Regional

Regionalmente el área de estudio está caracterizada por la presencia de cuerpos metamórficos y depósitos recientes. El basamento rocoso del sector está constituido por la Metabasita del Picacho y la Dunita de Medellín. Sobre estas rocas se han depositado materiales recientes de edad cuaternaria de diferentes características, denominado depósitos de flujos de lodos y escombros.

A continuación, se describen las unidades litológicas que enmarcan el contexto regional del área de interés, y en la siguiente Ilustración se presenta su distribución espacial y la relación con las estructuras regionales de acuerdo con la propuesta de AMVA (2007).

Ilustración 5. Mapa geológico regional (Fuente: AMVA, 2007)



2.2.1.1 Metagabro del Picacho (JKmbP):

Este conjunto de rocas ha sufrido un metamorfismo dinámico y están afectadas por alteración hidrotermal. Estas rocas tienen un protolito ígneo, y se caracterizan por un bandeamiento composicional definido por capas centimétricas a decimétricas, unas ricas en minerales ferromagnesianos y otras ricas en minerales félsicos; también se puede presentar un bandeamiento estructural, con alternancia de bandas de grano grueso a muy grueso con bandas de grano fino. Los minerales principales son clinopiroxeno y plagioclasa; los minerales secundarios son anfíboles, plagioclasa y en menor cantidad cuarzo, epidota y opacos (Correa et al., 2005). Se localiza en el centro de la zona de interés como un cuerpo que se extiende de sur a norte sobre la ladera.

De acuerdo con AMVA (2007) en el municipio de Medellín, aparecen como cantos y bloques en los depósitos de vertiente y en algunos depósitos aluviotorrenciales, también en forma de ventanas erosivas. El perfil de meteorización está caracterizado por un saprolito altamente meteorizado y en muy pocas ocasiones se encuentra la roca en estado fresco. A continuación, se describen las principales características para el municipio de Medellín:

Horizonte VI: Suelo residual con aproximadamente 1 m de espesor.

Horizonte V: Suelo altamente meteorizado, con aproximadamente 3 m de espesor; color gris claro a blanco, textura limosa, consistencia muy baja, de baja plasticidad, cementación débil.

Horizonte IV: Suelo altamente meteorizado, con un espesor de dos metros, color gris claro con variaciones a ocre claro, exhibe una consistencia baja, baja plasticidad y una cementación moderada, se observa la textura de la roca.

Horizonte III: Roca moderadamente meteorizada, de color crema, con textura limosa, de consistencia firme, con baja plasticidad y cementación moderada.

El AMVA (2007) no reporta descripción en el municipio de Medellín sobre los *Horizontes II* y *I*, donde la roca se encuentra parcialmente meteorizada.

2.2.1.2 Dunita de Medellín (JKuM):

Roca maciza de color gris oscuro verdoso a casi negra con pátinas superficiales ocre y anaranjadas oscuras por alteración. Las dunitas se encuentran alteradas y fracturadas con desarrollo de perfiles profundos de meteorización (Ingeominas, 2005). Está compuesta predominantemente por olivino, la cual muestra en algunas partes transformación variable a serpentina principalmente. La dunita conforma una franja de 35 km de extensión, en sentido NNW, que va desde el sector de Las Palmas, límites entre los municipios de Envigado y Medellín, hasta el sector sur occidente del municipio de San Pedro de Los Milagros. El perfil de meteorización se caracteriza por tener una textura arcillosa, color rojo intenso, consistencia dura y presencia de óxidos de hierro (AMVA, 2007). Se localiza en el sector occidental cubriendo el sector más alto de la ladera.

El perfil de meteorización de la Dunita de Medellín descrito por AMVA (2007) para el municipio de Medellín, se presenta a continuación:

Horizonte VI: corresponde a un estrato orgánico de color pardo oscuro, textura limo arcillosa, contiene cantos decimétricos de cuarzo, óxidos de hierro, formando costras duras de color pardo oscuros. Alcanzan un espesor de 0,50 m.

Horizonte V: Corresponde al saprolito, con un espesor entre uno a dos metros, discontinuo, la textura es limo arcilloso, con presencia de serpentina de color verde. Generalmente suprayace directamente el horizonte I, lo cual se caracteriza por ser un contacto tajante con este horizonte.

Horizonte IV: Roca muy cizallada y completamente serpentinizada de color verde, con espesores de dos metros.

Horizonte III, II: Estos horizontes se diferencian entre sí por el grado de serpentización y fracturamiento. El color es negro con alteraciones verdosas.

Horizonte I: Roca fresca que aflora en superficie hasta menos de un metro, se encuentra con los horizontes de transición II, sin desarrollo de horizontes, saprolito o suelo residual.

2.2.1.3 Depósitos de vertiente

Flujos de escombros y/o lodos (QFIII-NFI): corresponden a depósitos de edad cuaternaria conformados por depósitos de vertiente de varias generaciones, tipo flujos de lodo y escombros compuestos por bloques de roca en diferentes estados de meteorización, con tamaños heterométricos, de formas angulares a subangulares, embebidos en una matriz de limos y arcillas de tonalidad café amarillenta. Estos depósitos están asociados a antiguos deslizamientos ocurridos en las partes medias y altas de las laderas, producto de movimientos en masa que se desplazaron hacia las zonas bajas y se depositaron en las zonas de menor pendiente (AMVA, 2007).

Estos conjuntos de depósitos se encuentran distribuidos en toda la zona aledaña al área de interés, y cubren gran parte de la ladera suroriental de la ciudad.

2.2.1.4 Depósitos Antrópicos-Llenos (QII):

Son depósitos producto de la actividad urbanística y constructiva que presenta una región en crecimiento, generando la acumulación de escombros, materiales de rezaga, materia orgánica y basuras. Los llenos antrópicos están dispersos por toda el área de estudio, además que tienen diferentes tamaños y formas.

2.2.2 Tectónica Regional

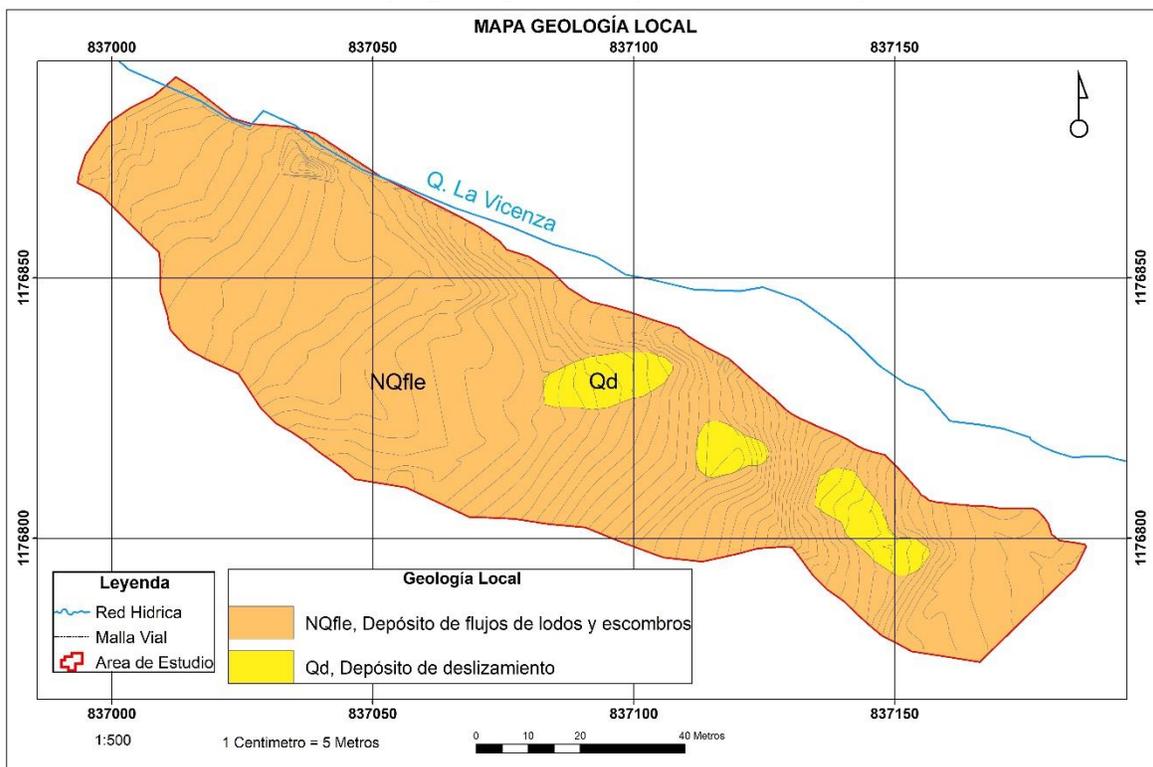
El Valle de Aburrá está enmarcado en un complejo ambiente tectónico, cuya expresión en superficie está dada por fallas y lineamientos, que tienen diferentes direcciones y las cuales

controlan el curso de los drenajes, favorecen los cambios abruptos en las pendientes, además que están asociadas con rocas altamente fracturadas y zonas de movimientos en masa. El área de interés se presenta una marcada influencia estructural de una falla de tipo cabalgamiento cuyo nombre no es reportado por el AMVA.

2.2.3 Geología local y Formaciones superficiales

Las unidades superficiales que afloran en el área de interés, corresponden principalmente a depósitos de flujos de lodos y/o escombros y depósitos de deslizamiento. Sin embargo con la ayuda de sondeos exploratorios se puede completar el perfil estratigráfico del sector. A continuación se describen las unidades geológicas y las formaciones superficiales identificadas para la zona de estudio (Ilustración 6).

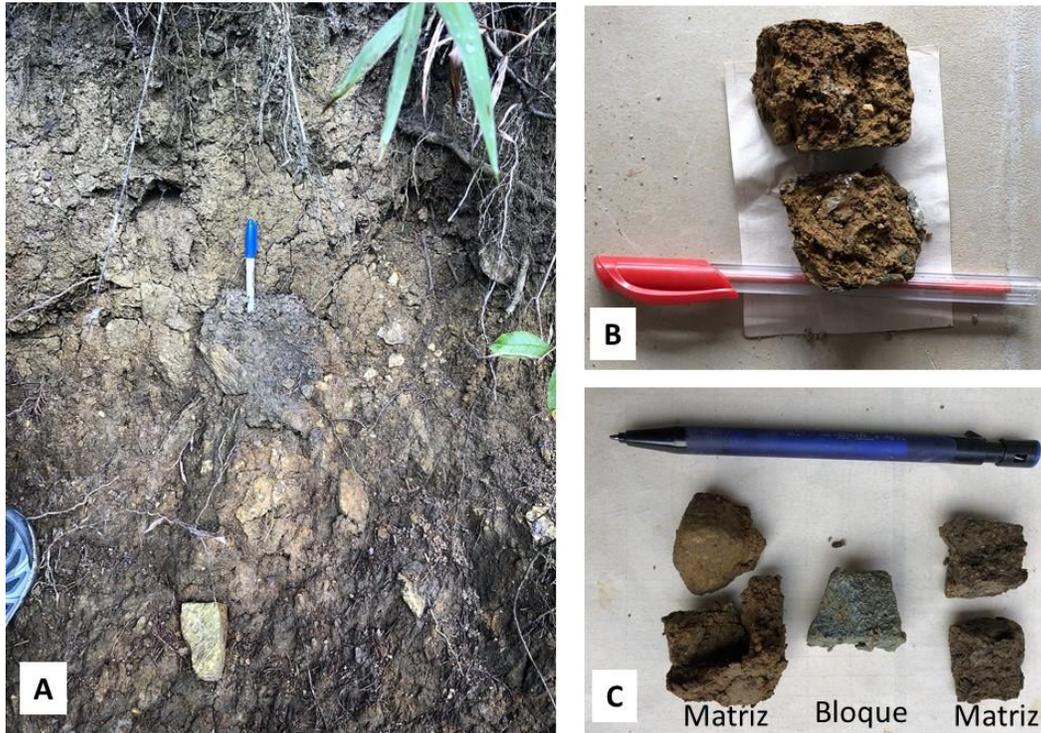
Ilustración 6. Mapa geológico local y formaciones superficiales.



Flujo de lodos y/o escombros NFI:

En el área de estudio se identifica un evento definido como flujo de lodos y escombros, con afloramientos disponibles en las laderas del área de estudio y de forma puntual se aprecia una delgada capa de ceniza volcánica, de aproximadamente 25 cm de espesor, de color gris oscura, poco densa y muy seca. Siguiendo las observaciones de campo y los sondeos exploratorios el flujo de lodos y escombros se interpretan como sucesión de flujos y la descripción a continuación no tiene relación cronológica en el tiempo.

Flujos de lodos I: se caracteriza por ser un depósito matriz soportado (la proporción bloque-matriz varía entre 70% matriz - 30% bloque y 50/50 aproximadamente), con matriz arcillosa plástica, de color naranja ocre, tiene fragmentos de roca que alcanza hasta 80 centímetros como se evidencia en el sondeo P1, conformados por dunita y anfibolita en diferentes estados de meteorización y de forma subangulosa. Tiene un espesor entre 2 y 9,5 m aproximadamente como se evidencia en los sondeos P1, P2, P3, P4 y P5 (Fotografía 1).



Fotografía 1. A. Flujo de lodos y escombros en afloramiento. B. Matriz del flujo identificado en los sondeos exploratorios. C. Intercalación de bloques con la matriz del depósito

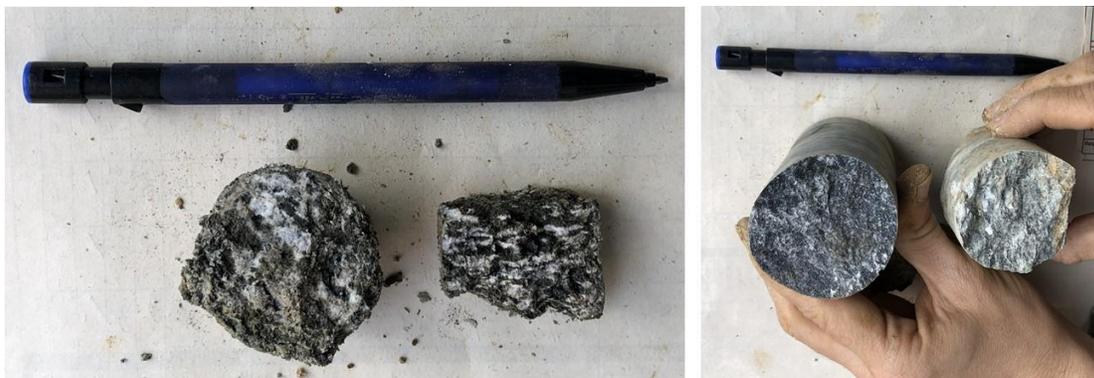
Depósitos de deslizamiento: corresponden a la acumulación de materiales producto de movimientos de masa recientes ocurridos en los terrenos inclinados, generados por una combinación de factores como la gravedad, el agua y la intervención humana, entre otras. Se identifica un conjunto de deslizamientos en la parte baja de laderas escarpadas conformadas por los flujos de lodos descritos anteriormente. En general, estos depósitos no superan los 2 m de espesor y en ellos varía la proporción bloques/ matriz, siendo más bloque soportado en la parte proximal, como se aprecia en campo, a una relación más matriz soportado como se aprecia en el sondeo P2 (70% de matriz aproximadamente y bloque 30%); la matriz es arcillosa, de color ocre con fragmentos de roca subangulares, que tienen diferentes grados de meteorización. En el sondeo exploratorio P2 se evidencia este depósito, que en composición corresponde al flujo de lodos y es un material removido asociado a un deslizamiento ocurrido en la parte alta de la ladera.



Fotografía 2. Depósito de deslizamiento

Metabasitas del Picacho: esta unidad representa el basamento del área de interés y se encuentra cubierta por materiales más recientes. Se identifica el saprolito en los sondeos exploratorios realizados. A continuación, se describen las características del acuerdo con la clasificación propuesta por Deere y Patton (1971):

El nivel IC o saprolito presenta una textura arcillosa preferencialmente con ligeras variaciones a limo; el color es gris claro, con algunas oxidaciones, fácilmente deleznable. Conserva ligeramente la estructura de la roca original, definida por la orientación de los minerales y que permite clasificarla como Anfibolita. Estas características son evidentes en todas las perforaciones, donde su espesor varía entre 5 m y 13 m. En algunos casos se conserva la roca maciza y resistente con cambios texturales, además de desarrollar un suelo de color naranja a lo largo de las discontinuidades como se evidencia en los sondeos exploratorios P2 y P5.



Fotografía 3. Sapolito de la anfibolita recuperada en los sondeos exploratorios, a la izquierda fácilmente deleznable y a la derecha más maciza

2.2.4 Morfometría

El mapa de pendientes representa la distribución del grado de inclinación del terreno, definido entre la superficie del terreno y la horizontal. La pendiente, como componente del relieve, se expresa en porcentaje o grados y para su análisis se utiliza los rangos preestablecidos para la planificación.

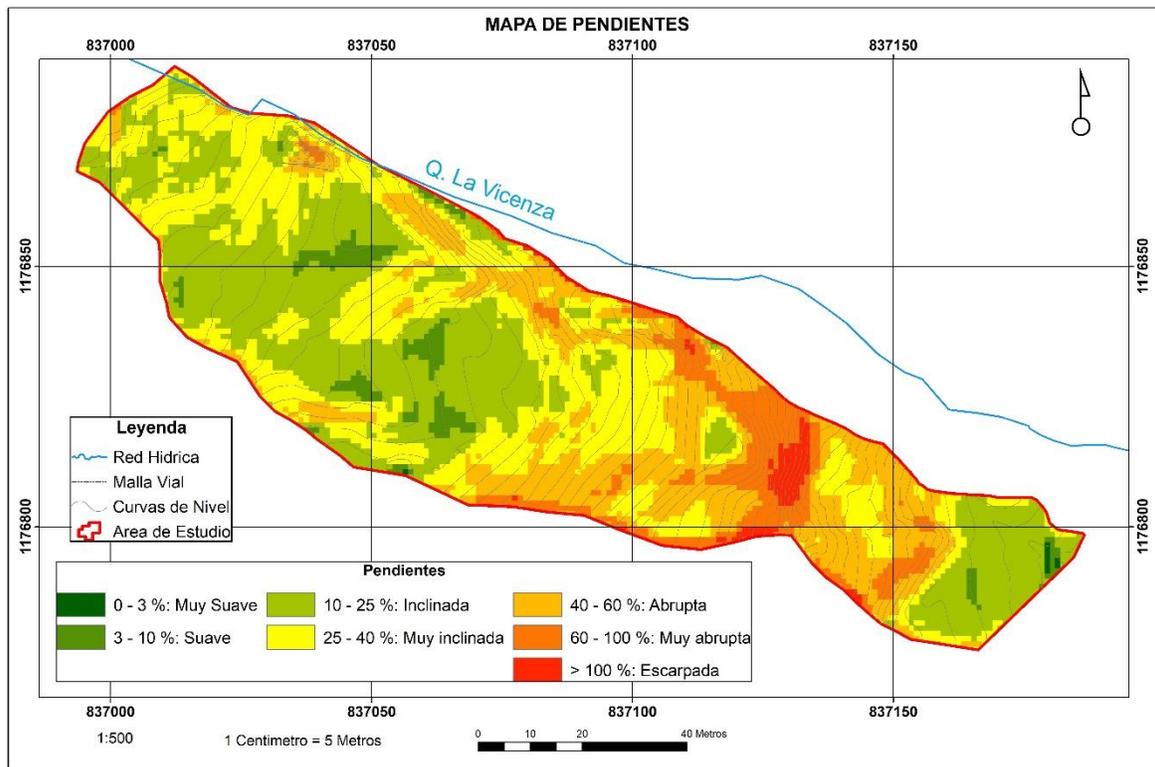
Es importante resaltar que cada material superficial tiene un comportamiento geomecánico característico, que está fuertemente relacionado con la pendiente donde se localiza, esto permite evaluar de manera integral la susceptibilidad a movimientos en masa. Adicionalmente, el desarrollo urbanístico y el uso del suelo están restringidos por esta variable.

Para el área de interés, el mapa de pendientes (Ilustración 7) se obtuvo a partir del levantamiento topográfico realizado en el mes de julio de 2019. En la Tabla 1 se presenta la distribución y los porcentajes de área que involucra cada rango de pendientes definido. De acuerdo con lo anterior, en el área de estudio predominan las pendientes inclinadas, acompañadas de las pendientes muy inclinadas y abruptas, lo que responde a la configuración que se aprecia en el terreno.

Tabla 1. Distribución de los rangos de pendiente y porcentaje respecto al área de estudio

Rango de Pendientes	Área (%)
0 - 3 %: Muy Suave	0,11
3 - 10 %: Suave	3,29
10 - 25 %: Inclinada	34,22
25 - 40 %: Muy inclinada	31,50
40 - 60 %: Abrupta	21,53
60 - 100 %: Muy abrupta	7,82
> 100 %: Escarpada	1,54

Ilustración 7. Mapa de pendientes de la zona de estudio



A continuación, se describen los rangos identificados:

Rango de pendientes 0 – 10% (Muy suave - Suave): este conjunto de pendientes representa el 3,40 % del área de interés y se encuentra en el centro del polígono principalmente, pequeñas concentraciones se identifican al oriente y norte del área de estudio.

Rango de pendientes 10 – 25% (Inclinada): Estas pendientes abarcan el 34,22% del área de estudio y representa la pendiente característica del terreno. Se localiza en el occidente asociado a una ladera continua y suavizada y al oriente del polígono en el sector de un descaso topográfico que se presenta a lo largo de la ladera y también en el centro – occidente (Fotografía 4).



Fotografía 4. Rango de pendientes 10 - 25%

Rango de pendientes 25 – 40% (Muy Inclínada): corresponde al 31,50% del área de interés. Se identifica en todo el área, desde el occidente y centro donde tiene su principal expresión hasta pequeñas concentraciones al oriente (Fotografía 5).



Fotografía 5. Rango de pendientes 25 - 40%

Rango de pendientes 40 – 60% (Abrupta): correspondiente al 21,53% del total del área de estudio y su distribución se encuentra asociada con el rango de pendientes anterior, se localizan a lo largo las laderas del sector central y oriental de la zona (Fotografía 6).



Fotografía 6. Rango de pendientes 40-60%

Rango de pendientes >60 % (Muy Abrupta): corresponde al 9,36% del total del área de estudio y su distribución está concentrada en el centro del polígono asociado a las laderas afectadas por procesos morfodinámicos (Fotografía 7).



Fotografía 7. Rango de pendientes >60%

2.2.5 Geomorfología regional

De acuerdo con la Microzonificación sísmica del Valle de Aburrá, realizada en el año 2007, la zona evaluada se localiza dentro de la unidad de paisaje denominada Valle Medio. En cada uno de los valles se reconocieron las macrounidades geomorfológicas denominadas como Bloques, los cuales muestran condiciones morfológicas aproximadamente homogéneas y que se distinguen, en forma clara, de los adyacentes.

La zona evaluada se localiza en el denominado *Bloque Poblado Envigado*, limitada al sur por la quebrada Ayurá, al oeste por un pequeño escarpe erosivo asociada al frente de los depósitos generados al interior de la unidad y al norte por la divisoria de aguas con la cuenca

de la quebrada Santa Elena. Está caracterizada por laderas irregulares, de forma cóncava, que desciende desde los 2650 hasta los 1550 msnm. Se identifican extensas superficies suaves en depósito de vertiente con diferentes alturas y grados de incisión, ubicadas en la parte inferior de las vertientes (AMVA, 2007).

En este contexto y siguiendo la jerarquización geomorfológica, el AMVA (2007) define las siguientes unidades geomorfológicas en el área de interés (Ilustración 8):

Peldaños (PÑ): Son geoformas continuas, con un pendiente suave a moderada.

Lomos (L): Son fillos alargados y estrechos con orientación hacia el eje fluvial principal.

Superficie suave por depositación moderadamente incisadas (SSDMI): son geoformas continuas de inclinación suave a moderadas y moldeadas sobre depósitos de vertiente de tipo de flujos de lodos y escombros, presentando un grado de incisión moderado. Completar con la ubicación dentro del mapa.

Superficies suaves en depósitos altamente incisados (SSDAI): son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros, presentando un grado de incisión alto.

2.2.6 Geomorfología local

El polígono de interés presenta características geomorfológicas asociadas a los procesos exógenos y los materiales que han moldeado el relieve. Se presenta el análisis de la geomorfología local a partir del modelo de sombras (Ilustración 9) y mapa de pendientes, generados con la información levantada por la topografía realizada en el mes de julio.

Teniendo en cuenta la escala del trabajo y a partir de las unidades geomorfológicas definidas por AMVA (2007), se han diferenciado las subunidades geomorfológicas de acuerdo con las características particulares que exhibe cada una.

Para la definición de las pendientes se siguieron los parámetros establecidos en Tabla 1. Para la definición de la longitud de la ladera y características de los topes se siguieron los parámetros que se presentan en las Tabla 2 y Tabla 3.

Ilustración 8. Mapa geomorfológico regional (Fuente: AMVA, 2007)

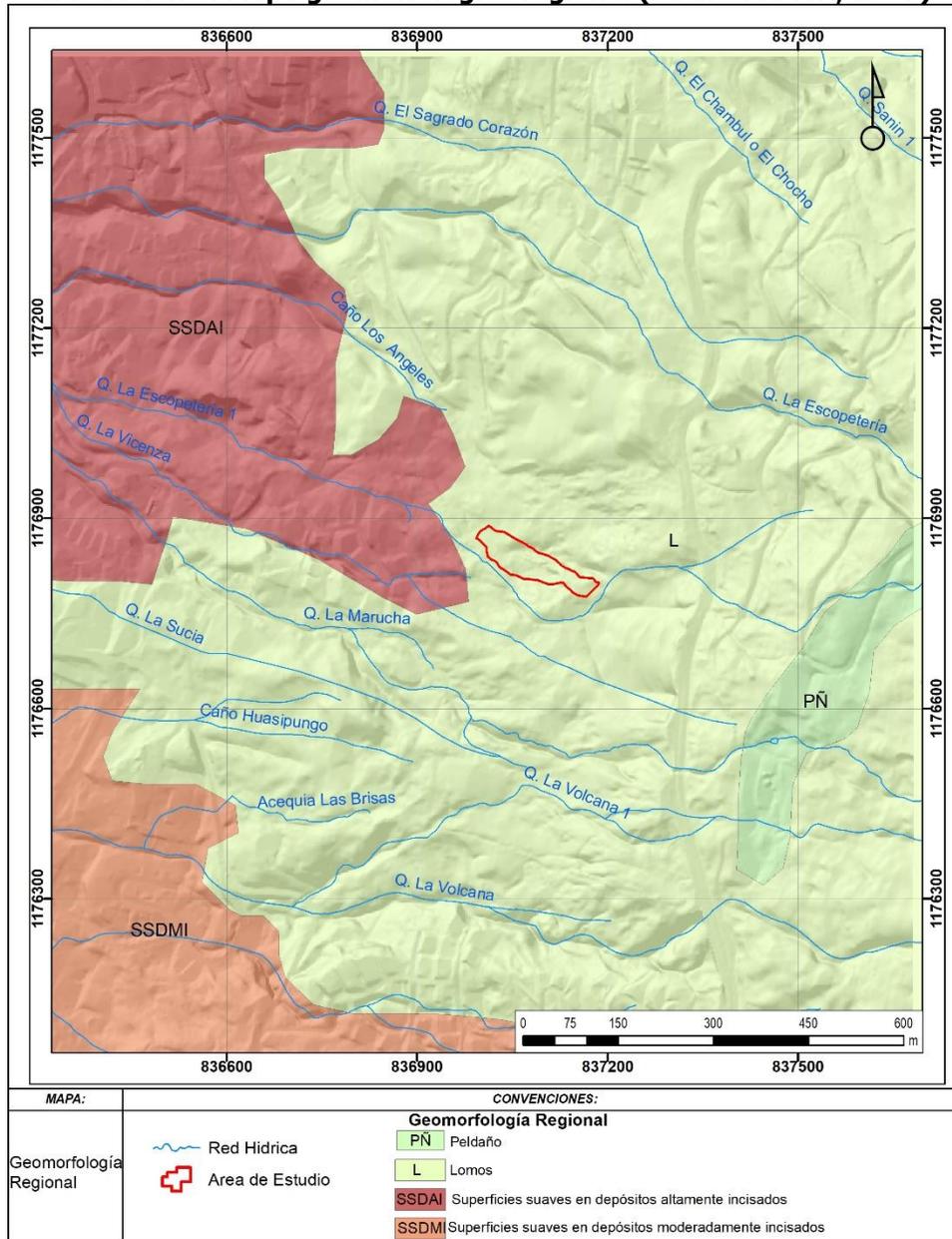


Tabla 2. Rangos de longitud de la ladera para la definición de los componentes geomorfológicos

Descripción	Rango (m)
Muy corta	0 – 20
Corta	20 – 40
Moderada	40 – 70
Larga	70 – 100
Muy larga	>100

Ilustración 9. Modelo de sombras generado a partir del levantamiento topográfico

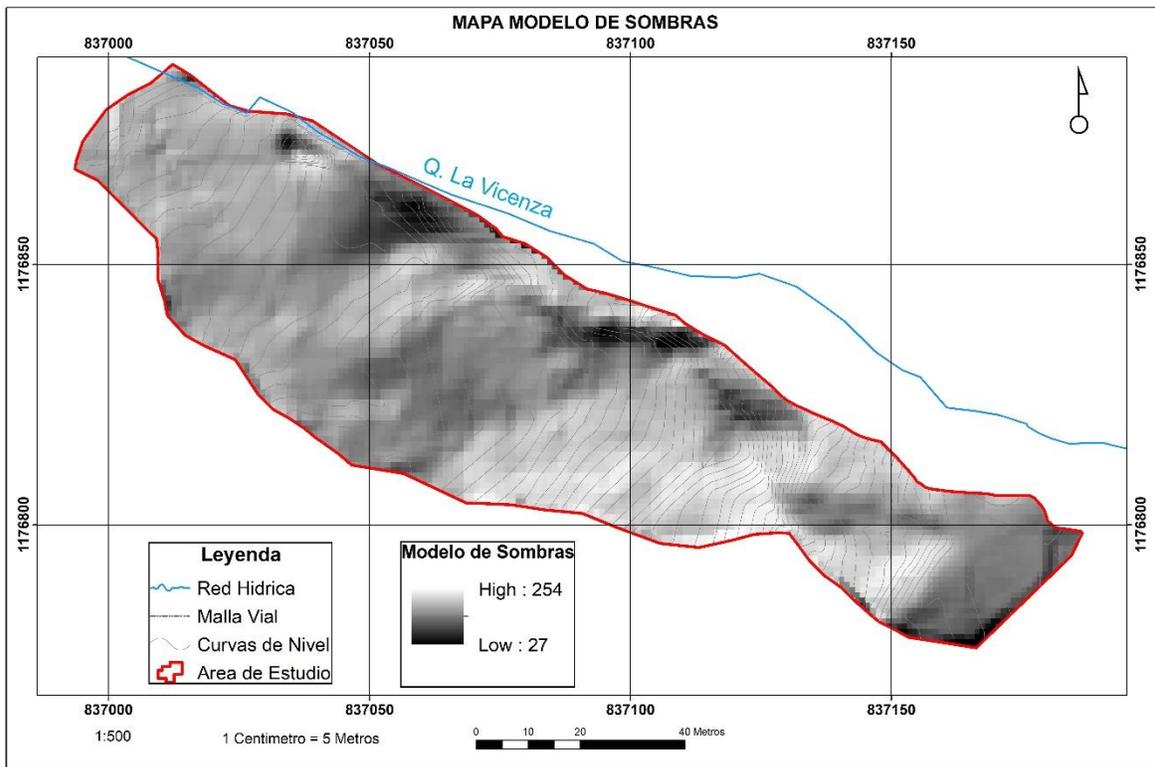


Tabla 3. Característica de los topes para su definición

Topes	
Longitud del eje	Forma del eje
Cortos < 100 m	Agudo
Moderados 100 m – 200 m	Redondeado
Largos > 200 m	Plano

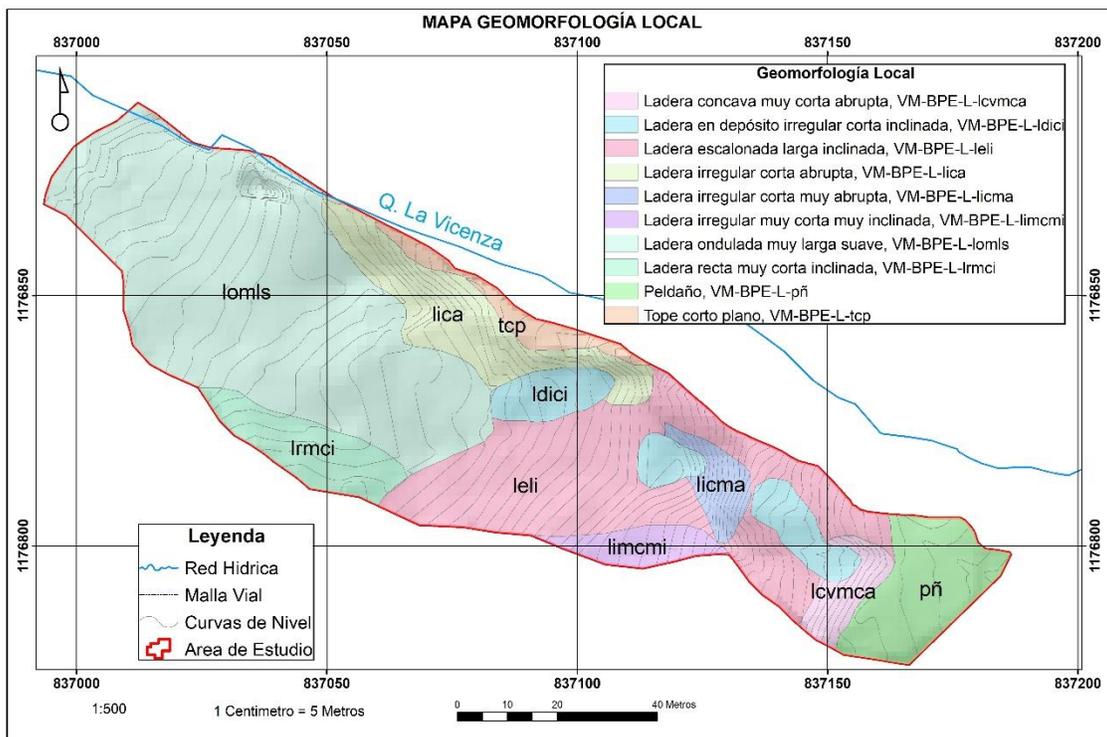
2.2.6.1 Mapa geomorfológico local

El rasgo geomorfológico principal en el área de interés, son laderas desarrolladas en depósitos y con procesos morfodinámicos activos. A continuación se presenta el mapa geomorfológico local y la descripción de las subunidades identificadas (Ilustración 10 e Ilustración 11).

Ilustración 10. Subunidades definidas en el área de estudio

Geomorfología Local	
	Ladera cóncava muy corta abrupta, VM-BPE-L-lcvmca
	Ladera en depósito irregular corta inclinada, VM-BPE-L-ldici
	Ladera escalonada larga inclinada, VM-BPE-L-leli
	Ladera irregular corta abrupta, VM-BPE-L-lica
	Ladera irregular corta muy abrupta, VM-BPE-L-licma
	Ladera irregular muy corta muy inclinada, VM-BPE-L-limcmi
	Ladera ondulada muy larga suave, VM-BPE-L-lomls
	Ladera recta muy corta inclinada, VM-BPE-L-lrmci
	Peldaño, VM-BPE-L-pñ
	Tope corto plano, VM-BPE-L-tcp

Ilustración 11. Mapa geomorfológico local



Ladera en depósito cóncava muy corta abrupta (VM-BPE-L-lcvmca): se localiza al oriente del área de estudio, y es una ladera generalmente cóncava con algunos sectores rectos, la longitud promedio es de 8 m, y la pendiente oscila entre sectores abruptos y muy abruptos. Está desarrollada sobre un flujo de lodos y escombros, y la parte alta de esta ladera está afectada por la corona de un movimiento en masa activo de carácter retrogresivo (Fotografía 8).



Fotografía 8. Ladera cóncava muy corta y abrupta afectada por movimiento en masa

Ladera en depósito irregular corta inclinada (VM-BPE-L-Idici): se identifican 3 sectores del polígono con estas características en la porción central del área. Estas laderas están asociadas directamente con la masa desplazada producto de movimientos en masa recientes. Son superficies irregulares que alcanzan hasta 25 m de longitud, con pendientes entre suaves e inclinadas. Es evidente el desarrollo de surcos que incisan el terreno (Fotografía 9).



Fotografía 9. Ladera en depósito asociada a movimientos en masa

Ladera en depósito escalonada larga inclinada (VM-BPE-L-Ideli): se localiza en el centro del polígono y representa una amplia zona donde las pendientes varían entre inclinadas y abruptas, y la longitud puede llegar hasta 25 m, son característicos desniveles topográficos sobre la ladera dando un aspecto de escalones y pequeñas zonas de contrapendiente. Se identifican grietas que alcanzan 50 cm de desnivel, y aunque no se identifican cicatrices de movimientos en masa ni procesos erosivos de dimensiones considerables, el escalonamiento y las grietas son interpretados como evidencia de la inestabilidad del sector (Fotografía 10).



Fotografía 10. Ladera escalonada

Ladera en depósito irregular corta abrupta (VM-BPE-L-Idica): es una franja angosta y alargada localizada al norte del polígono, cuya máxima longitud es de 18 m con pendientes entre inclinadas y abruptas; esta ladera presenta sectores cóncavos y otros convexos, además que está afectada por la cicatriz de un movimiento en masa en la parte alta, hay árboles inclinados, raíces expuestas y surcos sobre la superficie (Fotografía 11).



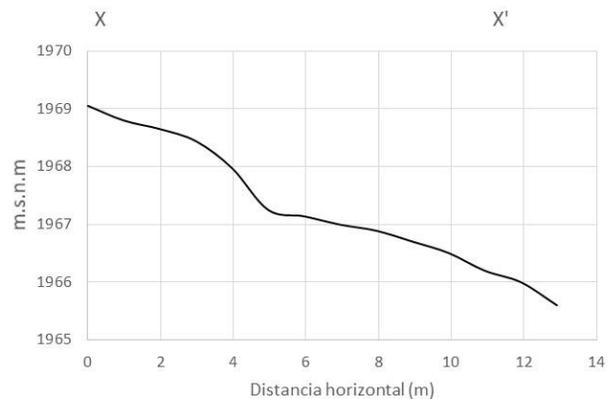
Fotografía 11. Ladera irregular al norte del polígono

Ladera en depósito irregular corta muy abrupta (VM-BPE-L-Idicma): localizada en el centro del polígono, y en algunos sectores puede alcanzar pendientes superiores al 100%. Es una franja angosta y en la parte alta está afectada por la cicatriz de un movimiento en masa, además que se observan árboles inclinados (Fotografía 12).



Fotografía 12. Ladera irregular corta muy abrupta

Ladera en depósito irregular muy corta muy inclinada (VM-BPE-L-Idimcmi): franja del terreno localizada al sur del área de estudio, alargada de forma recta y convexa, con pendiente muy inclinada. No se identifican procesos morfodinámicos sobre esta unidad desarrollada sobre los flujos de lodos y escombros (Fotografía 13).



Fotografía 13. Aspecto de la ladera irregular en campo (izquierda) y perfil topográfico (derecha)

Ladera en depósito ondulada muy larga suave (VM-BPE-L-Idomls): se identifica en el costado occidental de la zona de estudio, caracterizada por una superficie suavemente ondulada con ligeros desniveles del terreno a lo largo de aproximadamente 100 m. No se identifican procesos morfodinámicos activos, sin embargo es una zona donde se pueden depositar los materiales de acarreados por movimientos en masa que ocurren en posiciones topográficas más altos con respecto a esta unidad (Fotografía 14).



Fotografía 14. Ladera ondulada hacia el occidente de la zona

Ladera en depósito recta muy corta inclinada (VM-BPE-L-ldrmci): esta unidad se localiza en el suroccidente del área de estudios y es una franja angosta con pendientes máximas de 36% y forma recta. No se identifican procesos morfodinámicos sobre ésta área (Fotografía 15).



Fotografía 15. Ladera recta muy corta e inclinada

Peldaño (VM-BPE-L-pñ): localizada en el costado oriental del área de interés, y representa un descanso topográfico de la ladera regional conformada sobre flujos de lodos y escombros, es una zona de pendiente suave que ocupa con una extensión aproximada de 20 m; por la baja pendiente esta zona facilita la acumulación de aguas de escorrentía y subsuperficiales que drenan de la parte alta de la ladera, además que está afectada que está limitada por una corona de movimiento en masa retrogresiva que puede afectar la estabilidad de esta subunidad (Fotografía 16).



Fotografía 16. Peldaño localizado al oriente de la zona de estudio

Tope corto plano (VM-BPE-L-tcp): franja del terreno localizada al norte del polígono, que en su parte más amplia alcanza 6 m, es un tope inclinado y plano que actúa como divisoria de aguas y de donde se desprenden laderas hacia la quebrada La Vicenza y hacia la zona de estudio; en algunos tramos está limitado por la corona de movimientos en masa activos que podrían afectarlo en caso que éstos continúen con su actividad (Fotografía 17).



Fotografía 17. Tope al norte del área de estudio

2.2.7 Análisis multitemporal y procesos morfodinámicos

A partir de las fotografías aéreas y ortofotos que cubren el área de interés se presenta el análisis multitemporal, enfocado en la identificación de procesos morfodinámicos, infraestructura y coberras de la tierra, que permitan caracterizar la zona de estudio.

En el año 1994 (Ilustración12) la cobertura de pastos es característica en el área de interés; se identifica un cerco vivo recto e individuos de árboles dispersos aleatoriamente. Hay un camino que conduce a la vía Las Palmas por un sector donde se aprecian árboles en gran

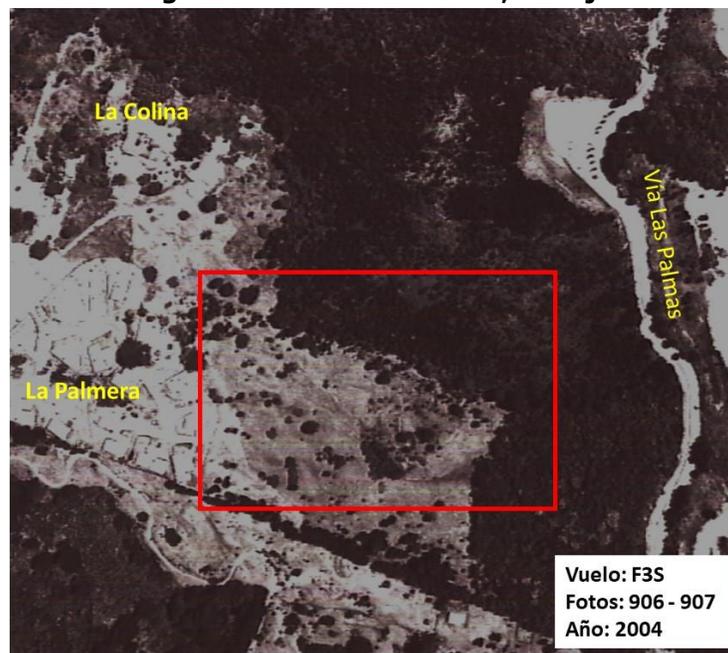
cantidad. No hay proceso morfodinámicos evidentes en el sector y las construcciones están dispersas.

Ilustración 12. Fotografía aérea del año 1994, en rojo el área de interés



Para el año 2004 (Ilustración 13) la cobertura de pastos es muy representativa, y se identifica la nueva urbanización La Palmera, conjunto de casas construidas al occidente del área de interés. El camino hacia la vía Las Palmas no se aprecia, ni tampoco procesos morfodinámicos.

Ilustración 13. Fotografía aérea del año 2004, en rojo el área de interés



Para el año 2008, se observa un bosque consolidado especialmente hacia el nororiente del área de interés; los pastos siguen siendo predominantes y se observa un terreno ondulado con algunas zonas más húmedas y otras con deterioro de la capa vegetal dejando descubierto el suelo (Ilustración 14).

Ilustración 14. Ortofoto del año 2008. En rojo el área de interés, azul zonas húmedas y naranja zonas con suelo desprovisto de vegetación



En el año 2019 se conserva la cobertura boscosa del nororiente del área de interés, al igual que la zona desprotegida de suelo. Por fuera del polígono se parecía la cicatriz de un movimiento en masa y la zona afectada por la masa desplazada (Ilustración 15).

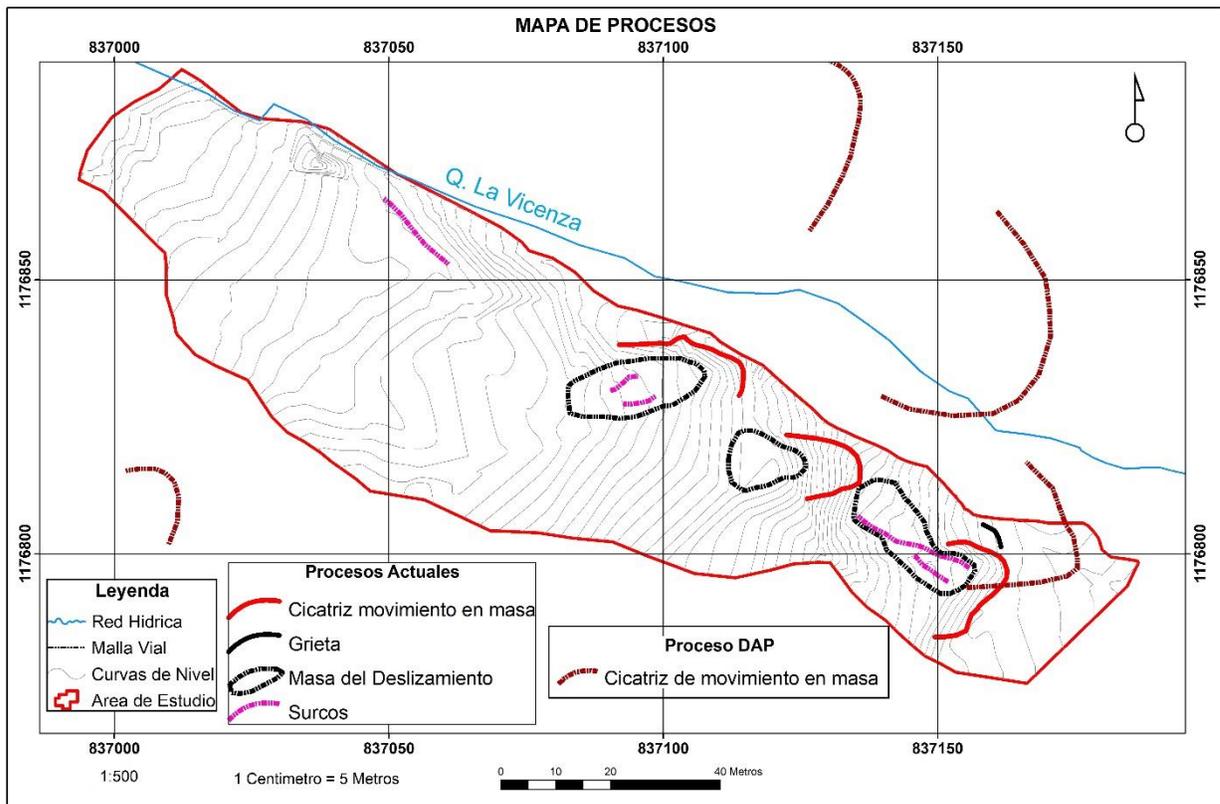
A partir de los recorridos de campo se identifican en el área de estudio procesos morfodinámicos, del tipo movimientos en masa y procesos erosivos. Estos procesos son generados por factores naturales como las características geológicas, geomorfológicas y topográficas de la zona. La cartografía se realizó a partir de la interpretación de sensores remotos y los recorridos de campo (

Ilustración 16).

Ilustración 15. Ortofoto del año 2019, en rojo el área de interés

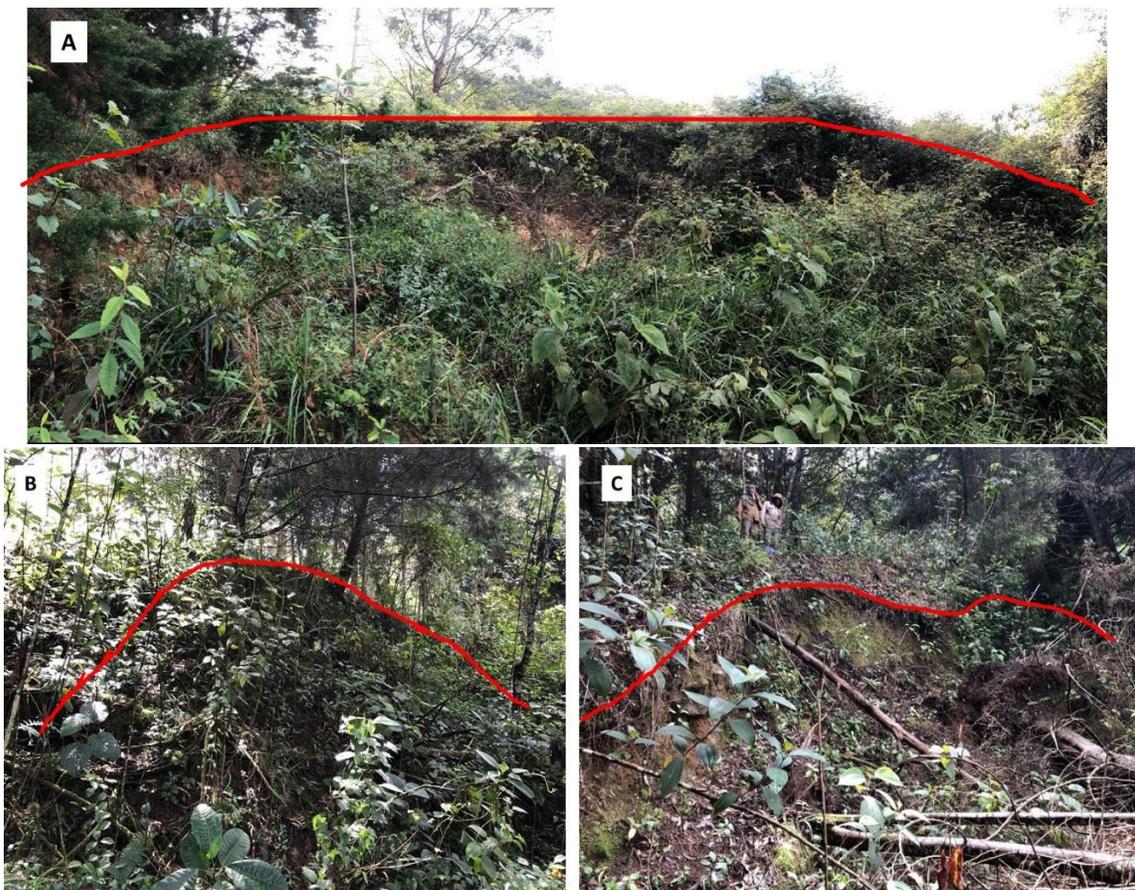


Ilustración 16. Mapa de procesos morfodinámicos en el área de estudio



La información cartográfica del DAP, reporta la corona de un deslizamiento de gran extensión localizado en la parte oriental de la zona de estudio, objeto de identificación detallada en las actividades de campo y se presentan las siguientes conclusiones:

- El proceso identificado en la cartografía del DAP hace parte de la ladera que conforma el valle de la quebrada La Vicenza, es decir, la afectación de este movimiento en masa no involucra el terreno del área de estudio, sin embargo, debido a la escala de la cartografía parecería estar dentro de este polígono.
- Se identifican 3 cicatrices de movimientos en masa activos en el área de interés; se aprecian evidencias claras de inestabilidad y afectaciones al terreno tales como:
 - Escarpe del movimiento en masa (Fotografía 18)
 - Masa desplazada o depósitos localizados en la parte baja del escarpe
 - Grietas en la parte alta de la corona, especialmente en el proceso localizado al oriente del área (Fotografía 19)
 - Árboles inclinados y troncos derrumbados con raíces expuestas sobre la superficie (Fotografía 18)
 - Surcos sobre las masas desplazadas (Fotografía 19)
 - Escalonamiento del terreno y sectores en contrapendientes (Fotografía 19)



Fotografía 18. Escarpes de los tres movimientos en masa principales identificados



Fotografía 19. Otras evidencias de inestabilidad: D – E. Surcos; F. Grietas; G. Escalonamiento

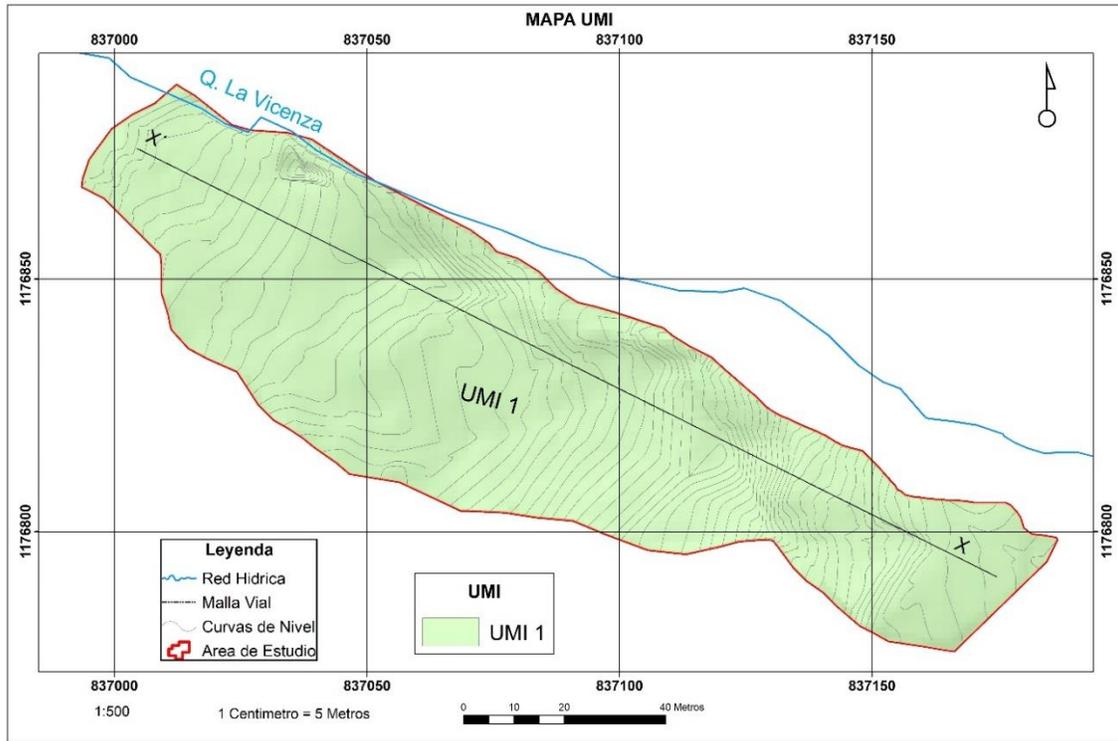
2.2.8 Unidades Morfodinámicas Independientes (UMI)

Teniendo en cuenta que la unidad morfodinámica se define como aquella porción de terreno cuya estabilidad no depende del comportamiento de las zonas vecinas y complementariamente el caso inverso, es decir que presenta un comportamiento independiente de las unidades adyacentes. La delimitación de estas unidades morfodinámicas se fundamenta en la combinación de aspectos geomorfológicos e hidráulicos (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012) como son las divisorias de aguas, drenajes o expresiones geomorfológicas. La unidad o unidades morfodinámicas pueden por lo general ocupar áreas de terreno mayor que el polígono de estudio, por lo cual será necesario evaluar las condiciones geológicas, geomorfológicas y geotécnicas de toda la unidad para determinar las afectaciones por fuera del polígono estudiado cuya influencia repercute negativamente en la estabilidad del mismo (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012).

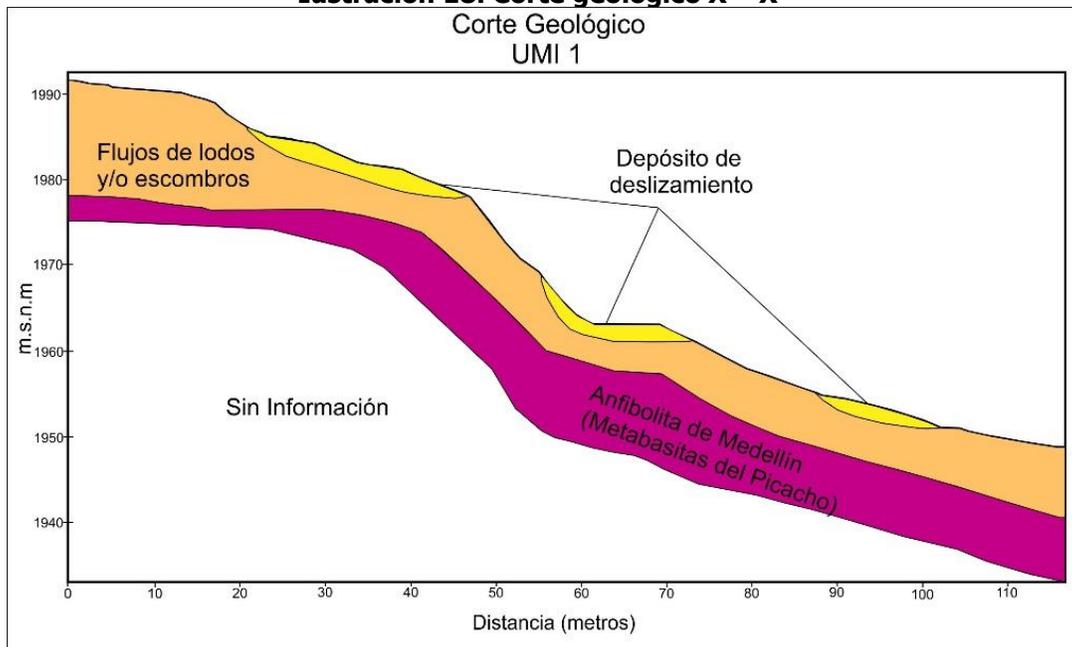
Para el caso del área de estudio, se definió una UMI cuyo límite está definido al norte por el tope que marca la divisoria de aguas de la quebrada La Vicenza, al suroriente por un descanso topográfico de la ladera donde la pendiente es suave, al sur por una pequeña prominencia topográfica que puede actuar como una barrera topográfica en caso de que un

movimiento en masa afecte la zona y al occidente se limita con un descanso topográfico donde una masa desplazada desde la zona alta perdería energía debido a la pendiente suave de la zona. En la siguiente Ilustración se presenta la UMI 1 y en la Ilustración 18 se presenta el corte geológico representativo que su localización se presenta en planta a continuación.

Ilustración 17. UMI definida para el área de estudio y ubicación de cortes geológicos



Iustración 18. Corte geológico X – X'
Corte Geológico UMI 1



2.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO

2.3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ANÁLISIS DE LABORATORIO

2.3.1.1 INSPECCIÓN DEL ENTORNO

Con el fin de caracterizar de manera integral la zona de estudio, se programaron como medida inicial visitas a campo por parte del equipo técnico, conformado por Ingenieros civiles, geólogos, y geotecnistas, quienes a partir de los recorridos de campo definen las condiciones físicas, geológicas, geomorfológicas y geotécnicas principales de los terrenos a evaluar, permitiendo una mejor planificación de las actividades mismas de diagnóstico del presente plan.

2.3.1.2 SONDEOS

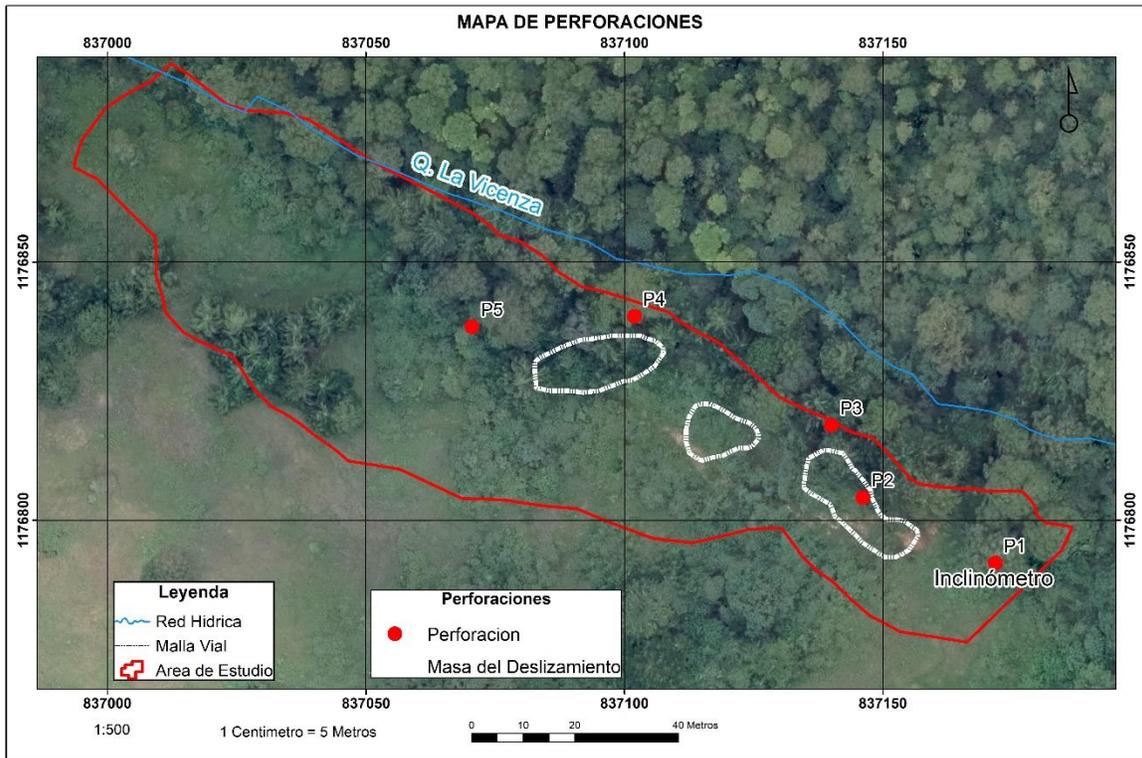
Para conocer los materiales que componen el suelo se realizó un programa de exploración compuesto por cinco (5) sondeos ejecutados ha percusión denominados en este trabajo desde P1 hasta P5, alcanzando profundidades entre 14.0 m y 15,45 m.

El programa y desarrollo de exploración consistió en la ejecución de perforaciones distribuidas estratégicamente sobre el terreno, caracterizadas por pequeños diámetros entre 65 y 100 mm, de los cuales es posible la recuperación de testigos de los diferentes substratos del suelo que posteriormente son descritos y analizados en el laboratorio, construyendo a partir de estos un perfil de suelo de la zona.

En cada uno de los sondeos exploratorios se llevó a cabo el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m en los materiales de suelo, donde esto fue posible. Esta prueba permite determinar características físicas y mecánicas de los suelos a través de la obtención de muestras remoldeadas. El ensayo de penetración estándar evalúa de manera indirecta la compacidad o consistencia de los suelos en profundidad y consiste, según la norma ASTM D 1586, en dejar caer un martillo de 63,5 Kg. de peso sobre una barra de perforación desde una altura de 76,2 cm. En este ensayo se obtiene el número de golpes necesarios para introducir el muestreador estándar "Split Spoon" 30 cm en el suelo, dato que es definido como N (Numero de golpes). De acuerdo a las características del subsuelo, y el detalle requerido en la caracterización del mismo, este ensayo se efectúa de manera continua o discontinua, generalmente cada metro de profundidad. A partir del número de golpes y del tipo de suelo, mediante el uso de correlaciones internacionalmente conocidas, es posible estimar las propiedades y parámetros geo-mecánicos del suelo.

Las perforaciones ejecutadas, se localizaron estratégicamente en diferentes sitios con el fin de obtener la mayor información posible del subsuelo. En la perforación 1 se instaló un inclinómetro a los 15 m de profundidad para el monitoreo de la ladera. En la Ilustración 19 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta el listado del número de perforaciones ejecutadas y la profundidad alcanzada en cada sitio.

Ilustración 19. Localización sondeos



A continuación, se presenta la profundidad máxima alcanzada en los sondeos exploratorios.

Tabla 4. Profundidad de los sondeos exploratorios

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)
P1	15,0
P2	14,0
P3	15,5
P4	15,5
P5	15,0

A continuación, se muestra algunas fotografías de las perforaciones ejecutadas en la zona de estudio, las cuales se distribuyeron estratégicamente, para analizar las laderas de interés geotécnico y caracterizar los materiales presentes en toda la zona de estudio.



Fotografía 20. Localización de perforaciones en el área de estudio

2.3.1.3 EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE CAMPO Y TOMA DE MUESTRAS

Como se mencionó anteriormente, en los sondeos exploratorios se recuperaron muestras remoldeadas tomadas con muestreador estándar "Split Spoon" y adicionalmente se obtuvieron muestras inalteradas con tubo de pared delgada "Shelby". Los materiales encontrados fueron debidamente caracterizados para elaborar los perfiles de suelos.

De cada ensayo de SPT realizado se recupera una muestra de 45 cm de longitud, que permite además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo (Split Spoon), deducir conceptos relativos a las propiedades cualitativas del material, su génesis y clasificación estratigráfica. Las muestras representativas de cada paquete estratigráfico son enviadas al laboratorio de suelo.



Fotografía 21. Muestreador estándar o cuchara partida (Split Spoon) para el ensayo SPT.

Las muestras recuperadas con la cuchara normal de muestreo (Split Spoon), se denominan muestras alteradas, y son almacenadas en bolsas plásticas; cuando durante la ejecución de la perforación, el muestreador estándar es cambiado por un muestreador tipo tubo de pared delgada (Shelby) es posible recuperar muestras inalteradas usadas en ensayos que permiten la determinación directa de parámetros de resistencia de los materiales. En la Fotografía 22 Se presenta un ejemplo del muestreador de pared delgada (shelby) utilizado para la toma de muestras inalteradas.



Fotografía 22. Muestreador de pared delgada

2.3.1.4 ANÁLISIS DE LABORATORIO

Las muestras recuperadas en campo fueron clasificadas visualmente en el momento de ejecución de los sondeos para posteriormente ser enviadas al laboratorio, donde el personal especialista del proyecto, las revisó, evaluó, caracterizó y correlacionó con respecto a la información recuperada en campo, con la finalidad de definir las muestras representativas de cada unidad estratigráfica a las cuales se les practicaron los ensayos de identificación de sus propiedades de estado (humedad natural – límites de consistencia – índice de plasticidad), consolidación (consolidación unidimensional) y parámetros de resistencia (corte directo CD).

El análisis de laboratorio está encaminado a determinar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, y a partir de estos obtener un diagnóstico del posible comportamiento del suelo.

Una vez finalizada la etapa de exploración junto con la posterior revisión de las muestras, estas se envían al laboratorio para la realización de diversos ensayos que permitan determinar las características físicas, hidráulicas y mecánicas de los materiales encontrados en la zona; entre los ensayos realizados se encuentran: humedad natural, límites de Atterberg, granulometría por lavado sobre malla 200 y granulometría por hidrómetro, permeabilidad, corte directo y consolidación. En la Tabla 5 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Se presenta el tipo y cantidad de ensayos de laboratorio ejecutados.

Tabla 5. Resumen Ensayos de Laboratorio.

Tipo de ensayo	cantidad
Limite Liquido	24
Limite Plástico	24
Humedad Natural	24
Granulometría	24
Corte directo CD	7

En el Anexo 1 Registro de sondeos exploratorios, se presenta la estratigrafía y los resultados de laboratorio de cada uno de los sondeos.

A partir de los resultados obtenidos, se realiza un análisis detallado de los resultados de cada ensayo, tratando de determinar los rangos en los que se encuentran los parámetros físicos y mecánicos de cada formación encontrada y como representan estos valores el comportamiento esperado de estos materiales.

2.3.1.5 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS SUELOS

DEPÓSITO DE DESLIZAMIENTO

Se halla en la perforación P2 situada en la zona oriental del polígono de estudio, y alcanza un espesor de 2.0 m medidos desde la superficie, caracteriza por un material removido de color café, de matriz arcillosa plástica; con una relación de matriz-bloque 30-70, los bloques de roca son subangulares, con diferentes grados de meteorización, centimétricos y no se identifica su composición. Hacia el inicio del estrato se conservan raíces y una transición del horizonte orgánico al depósito, compuesto por un material heterogéneo de color negro a café oscuro, de textura arcillosa.

De acuerdo a las pruebas de laboratorio ejecutadas a la muestra recuperada se tienen las siguientes propiedades índice:

Clasificación USCS: Limo arcilloso de alta plasticidad (MH)

Humedad natural: 46.0 %

Límite Líquido: 54.7 %

Índice Plástico: 23.2 %

FLUJO DE LODOS Y ESCOMBROS

Compone la mayor parte del terreno en superficie del polígono de estudio, se caracteriza por depósitos bloque soportado (matriz/bloques 50/50 y hasta 80/20) de color naranja ocre, de matriz limo arcillosa, plástica, algo húmeda, con presencia de materia orgánica (madera), con bolas de roca que alcanzan hasta 80 cm, macizos de color gris claro con bandeamiento, con diferentes grados de meteorización, otros fragmentos son de una roca finogranular, macizos de color gris oscuro y están más fracturados. En general son fragmentos subangulares. Hallado desde la superficie en todos los sondeos, a excepción del sondeo P2 en el que se encuentra subyaciendo el depósito de deslizamiento, alcanza espesores entre 2.0 m y 10.0 m, registrando el máximo en el extremo oriental del polígono.

De acuerdo a las pruebas de laboratorio ejecutadas a la muestra perteneciente a este estrato se tienen las siguientes propiedades índice:

Clasificación USCS: Limos de alta plasticidad (MH) con variaciones a arcillas de alta plasticidad (CH), arenas arcillosas (SC) y gravas limosas (GM)

Humedad natural: 27.5 % - 64.3%

Límite Líquido: 30.8 % - 71.3%

Índice Plástico: 12.8 % - 40.0%

SAPROLITO IC – METABASITAS DEL PICACHO

Se hallan en cada uno de los sondeos ejecutados subyaciendo en todos los casos al estrato identificado como flujo de lodos y escombros, a partir de profundidades promedio de 7.0 m, oscilando en un rango entre 2.0 m y 10.0 m, extendiéndose hasta las máximas profundidades exploradas correspondientes a los 15.0 m para este estudio. Los materiales que componen este estrato se caracterizan por su consistencia alta a muy alta y hacia el final de algunos de los sondeos es necesario perforar a rotación para continuar con el avance, son materiales homogéneos, fácilmente disgregables, de color gris a café grisáceo, con oxidaciones más fuertes en profundidad, de textura arcillosa plástica, se observa el bandeamiento de los minerales conservando la textura original de la roca, que corresponde a una Anfibolita. Hacia el final de los sondeos, especialmente en el sondeo P2 y P5 se recuperan bloques de roca que no alcanzan los 10 centímetros de longitud, estos bloques de roca son homogéneos y presentan un desarrollo de meteorización en algunas discontinuidades, produciendo un suelo naranja limoso.

De acuerdo a las pruebas de laboratorio ejecutadas a las muestras pertenecientes a este estrato se tienen las siguientes propiedades índice:

Clasificación USCS: Limos de alta plasticidad (MH) con variaciones a arcillas de alta plasticidad (CH), arcillas de baja plasticidad (CL) y arenas arcillosas (SC)

Humedad natural: 20.8 % - 36.7 %

Límite Líquido: 36.8 % - 71.0%

Índice Plástico: 14.9 % - 35.4 %

2.3.1.6 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Debido a la naturaleza heterogénea de los suelos, se encuentra un limitante a nivel práctico para definir con exactitud los parámetros de resistencia de cada material evaluado, por lo que aproximaciones, supuestos y correlaciones, junto con las pruebas directas son necesarias para caracterizar mecánicamente cada formación encontrada.

La definición de estos parámetros se hace a partir entonces de la información recolectada de los sondeos exploratorios, del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos y de las pruebas en campo y laboratorio como la prueba SPT adelantada in-situ y los ensayos de caracterización como granulometrías, límites de Atterberg, humedad natural y corte directo que se realizaron en laboratorio, de acuerdo a los estratos identificados. Al analizar esta información en conjunto es posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

En la literatura especializada existen diversas correlaciones entre el valor de N, obtenido del ensayo SPT, y los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, obteniendo valores para éstos, los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante de los materiales. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizados y ajustados por el personal técnico de acuerdo a su experiencia y conocimientos sobre la zona de objeto de estudio y los materiales que la conforman.

Inicialmente se evalúa el valor de golpes obtenidos del ensayo SPT para el cual Bowles propone una relación para obtener un valor de N corregido que posteriormente permite una mejor aproximación a los valores de resistencia obtenidos a través de las correlaciones disponibles. Dicha ecuación tiene en cuenta correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de las barras de perforación, por el tomamuestras y finalmente por el diámetro de la perforación.

La ecuación propuesta por Bowles (1988) para el valor de N corregido se la define de la siguiente manera:

$$N_s = N * C_n * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N:N de Campo

Cn: Corrección por confinamiento.

η1: Corrección por energía del martillo.

η2: Corrección por longitud de barras de perforación

η3: Corrección por tomamuestras.

η4: Corrección por diámetro de la perforación

Con el valor de N corregido, las correlaciones utilizadas y los resultados de laboratorio obtenidos para cada estrato, se ajusta el parámetro de cohesión y fricción que se definirá para cada material siendo congruente con las observaciones realizadas en campo.

Para cada estrato se hizo un análisis de los parámetros obtenidos, despreciando aquellos valores que no resultaban representativos con base en la experiencia del equipo técnico que adelanta el presente estudio. Las correlaciones usadas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6. Correlaciones analizadas para la definición de parámetros geomecánicos.

CORRELACIONES USADAS PARA DETERMINAR PARÁMETROS DE RESISTENCIA A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	
Kulhawy y Mayne (1990)	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_0}{Pa} \right)^{0.34}} \right)$
Wolff (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2$
Hatanaka y Uchida (1996)	$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 20} \quad \phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 17}$
Parra y Ramos (2006)	$\phi = 5.35 \ln(N) + 14.44$ $C_u = 0.22 * \ln(N) - 0.4$
Müller (1970)	$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N_{SPT})$
Peck	$\phi = 28.5 + 0.25 N_{145}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\phi = 26.25 * \left(2 - e^{\left(\frac{-N_{145}}{62} \right)} \right)$
Kishida	$\phi = 15 + \sqrt{(20 * N_{145})}$
Schmertmann	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{43.3} \right)^{0.34}$
Japan National Railway	$\phi = 27 + 0.1875 * N_{145}$
Japan Road Bureau	$\phi = 15 + (9.375 * N_{145})^{0.5}$
Stroud (1974)	$C_u = K \cdot N [kN/m^2] \quad K \begin{cases} 3.5 kN/m^2 \\ 6.5 kN/m^2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72} [kN/m^2]$
Mesri (1989)	$C_u = 0.22 * \sigma_0$

Para cada uno de los sondeos ejecutados se corrigió el valor de N de campo a partir de la ecuación propuesta por Bowles, (1988) y hallando los parámetros de cohesión y fricción según los golpes, delimitando dentro de cada sondeo los estratos litológicos que se identificaron en el mismo. Posteriormente se hizo un análisis para cada estrato, agrupando los parámetros de cohesión y fricción obtenidos de cada sondeo para el estrato

correspondiente, así como los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio y descartando aquellos valores que no resultaban representativos según las características de los materiales hallados. La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos para cada estrato.

Estrato	Cohesión	Fricción
Depósito de deslizamiento	8,5	28
Flujo de lodos y escombros	13,9	27
Saprolito	30,0	33

2.3.1.7 NIVEL FREÁTICO

A continuación, se muestran los registros de nivel freático encontrados en cada uno de los diferentes sondeos realizados en los meses de junio y julio del año 2019.

Tabla 7. Profundidad del Nivel Freático.

Sondeo	Nivel Freático (m)
P1	2.3
P2	4.2
P3	2.8
P4	5.9
P5	3.8

2.3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Realizada la evaluación interdisciplinaria del territorio, con miras a identificar y delimitar la amenaza por movimientos en masa y las zonas homogéneas de aptitud de uso del suelo, se plantea la necesidad de involucrar análisis cuantitativos, en este caso relacionados con los factores de seguridad de la ladera, puesto que las caracterizaciones geológicas y geomorfológicas incluyen evaluaciones cualitativas que pueden llevar a imprecisiones.

Para el análisis de estabilidad se utilizó el software Slide v 6.0 basado en la teoría del equilibrio límite, el cual calcula por diferentes métodos (escogiendo la metodología de Morgenstern-Price) los factores de seguridad más críticos para diferentes superficies de falla en el talud. Para este caso se consideró de acuerdo con observaciones de campo, tipo de material y condiciones topográficas, que la falla más probable corresponde a fallas circulares.

Para efectos de determinar las características topográficas de los taludes a evaluar, se levantaron secciones topográficas, sobre las cuales se plasmaron las condiciones estratigráficas y geomecánicas de los diferentes estratos que componen cada uno de los sectores. La estratigrafía se obtuvo a partir de los sondeos, los afloramientos y los

parámetros utilizados para el análisis de estabilidad se determinaron de acuerdo a las consideraciones expuestas en el numeral de parámetros geomecánicos. En la siguiente tabla se presentan los parámetros resumen usados en la evaluación de estabilidad del terreno, con base en los análisis presentados en el capítulo de Parámetros geomecánicos. A continuación se presenta un resumen de estos:

Tabla 8. Parámetros Geomecánicos de los materiales

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Depósito de Deslizamiento		17	8.5	28
Flujo de lodos y escombros		17	13.9	27
Saprolito		17	30	33

Para evaluar la estabilidad de la zona se consideran dos situaciones, inicialmente se analiza el modelo para el caso estático y posterior a esto se evalúa el comportamiento del terreno bajo sollicitaciones sísmicas, obteniendo para ambos casos los factores de seguridad de cada superficie de falla, verificando el cumplimiento de los valores mínimos recomendados cuando se tienen riesgos altos de vidas humanas y económicas.

El valor límite para el factor de seguridad en el caso estático y pseudoestático fue seleccionado a partir de las recomendaciones de la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10, Título H., las cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 9. Factores de seguridad mínimos para evaluación y diseño de taludes.

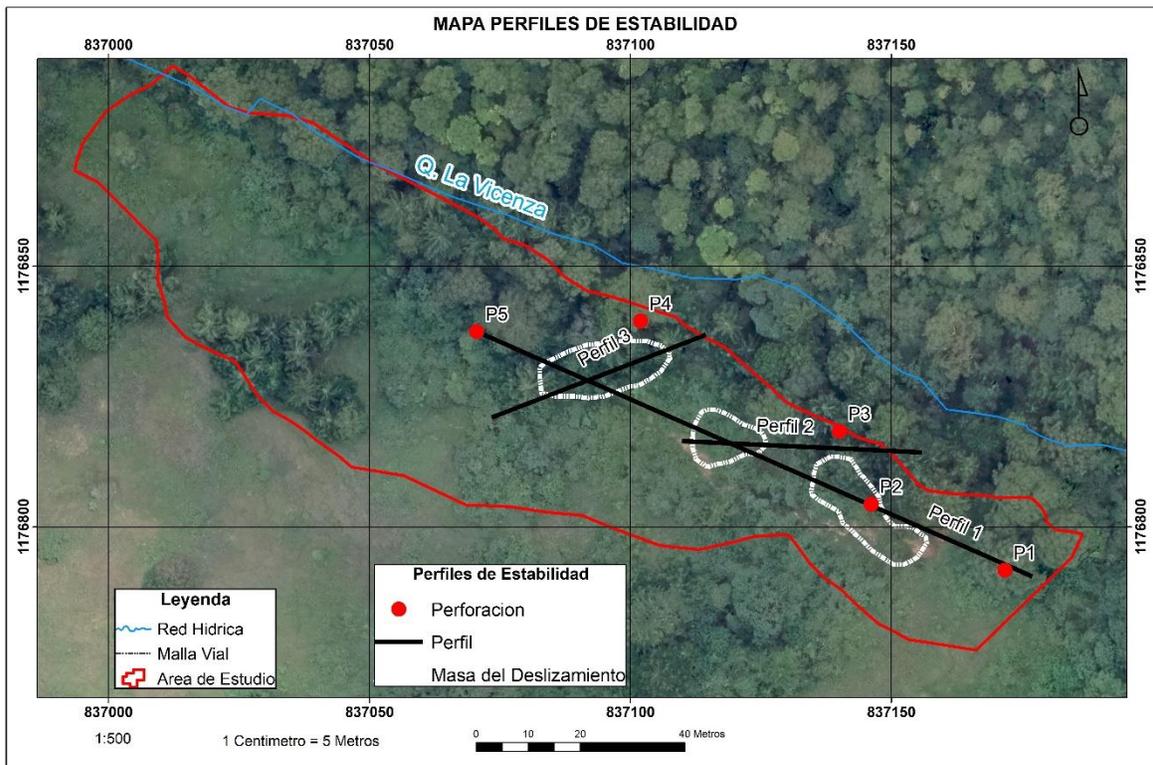
Factores de seguridad Básicos Mínimos Directos				
Condición	F _{SBM}		F _{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga viva Normal	1,50	1,25	1,80	1,40
Carga Muerta + Carga viva Máxima	1,25	1,10	1,40	1,15
Carga Muerta + Carga viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1,10	1,00 (*)	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: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de construcción serán el 50% de los de diseño

Se aceptaron factores de seguridad en el caso estático mayores a 1.5, de acuerdo a lo exigido en la norma. Para el caso pseudoestático se consideró que factores por encima de 1.1 garantizaban la estabilidad de la ladera, siendo este criterio utilizado en la práctica general. Esta condición sísmica se simuló en cada perfil considerando la actuación de fuerzas sísmicas que dependen del coeficiente de aceleración pico efectiva (Aa) dado para cada municipio por la NSR-10, que para el caso del municipio de Medellín es 0,15, tomando para

la componente horizontal el 80% del producto de este valor con el factor de importancia de las estructuras que se proyectan y el factor de amplificación obtenido a partir del tipo desuelo definido. Para la componente vertical se toma el 10% del aplicado en la horizontal. Utilizando la información de los sondeos y resultados de laboratorio, se construyó un modelo geotécnico para cada perfil analizado. La Ilustración 20 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra la localización de los tres (3) perfiles analizados.

Ilustración 20. Localización perfiles



Con base en las características y propiedades geotécnicas y topográficas del terreno se construyeron los modelos geotécnicos para cada perfil analizado tanto para las condiciones actuales. A continuación, se presenta las consideraciones y resultados de dichos análisis.

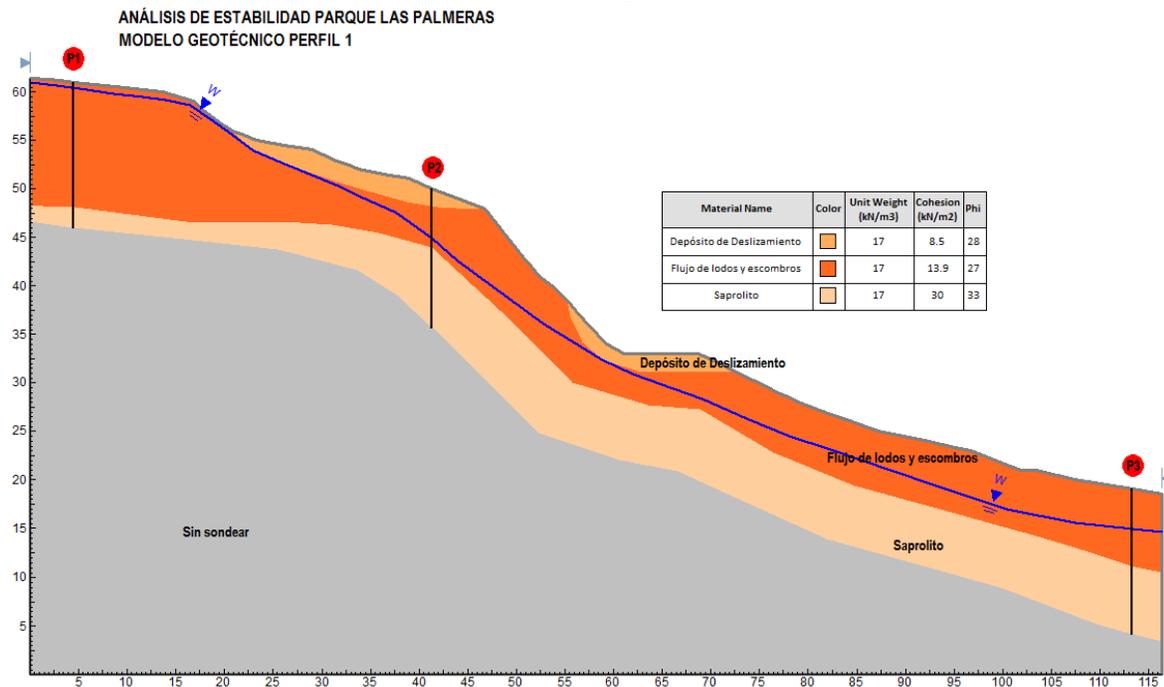
2.3.2.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ACTUALES

Construido el perfil estratigráfico del terreno, esbozado a partir de la información proporcionada por los sondeos exploratorios, las características topográficas del terreno y las propiedades geomecánicas definidas para cada uno de los estratos, se evalúa la estabilidad para las condiciones actuales, tanto en el caso estático como en el pseudoestático, este último simulando el efecto que produciría sobre el terreno la ocurrencia de un evento sísmico.

PERFIL 1

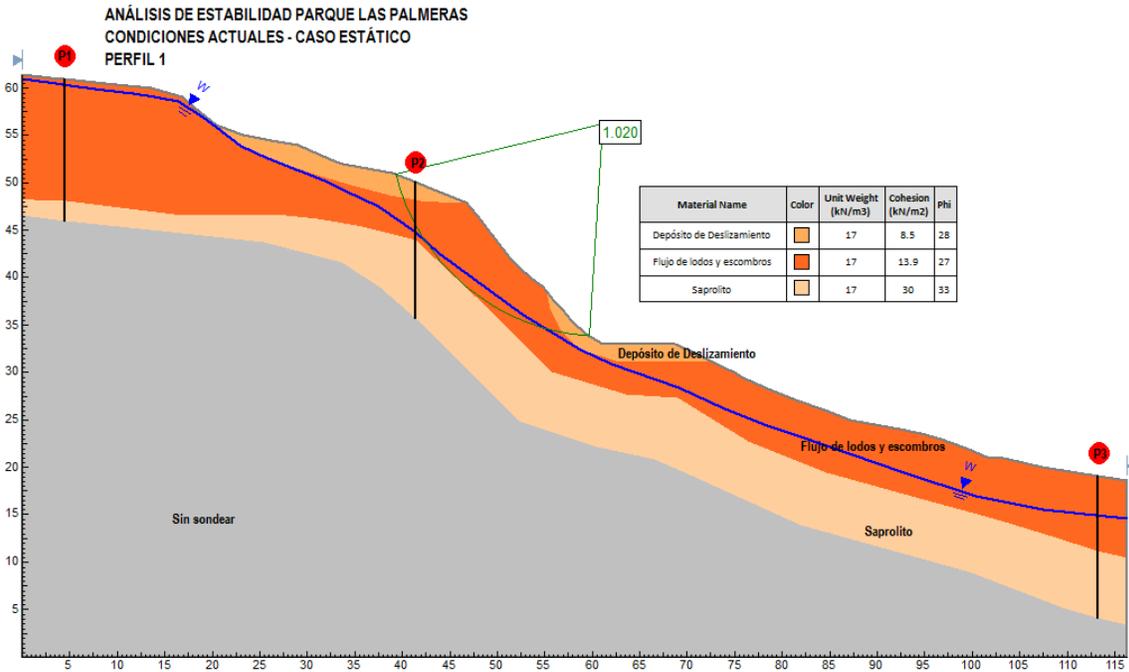
Corresponde al eje de mayor longitud y su traza atraviesa el polígono en estudio de oriente a occidente. Su disposición permite abarcar la mayoría de los procesos que se evidencian en campo, así como todos los estratos hallados durante la exploración, por lo que es posible observar en los primeros metros de la superficie, los depósitos de deslizamiento y los flujos de lodos y escombros. Su composición estratigráfica se hace con base en la información proporcionada por los sondeos P1, P2 y P3, cuya información puntual se ubica en las cotas y abscisas correspondientes y con base a esta y a los espesores registrados para cada estrato en cada uno, se extrapola la información en las zonas restantes del perfil, manteniendo la congruencia con las características topográficas y con las observaciones realizadas durante las visitas de campo. A continuación se presenta el modelo geotécnico resultante.

Ilustración 21. Modelo geotécnico Perfil 1



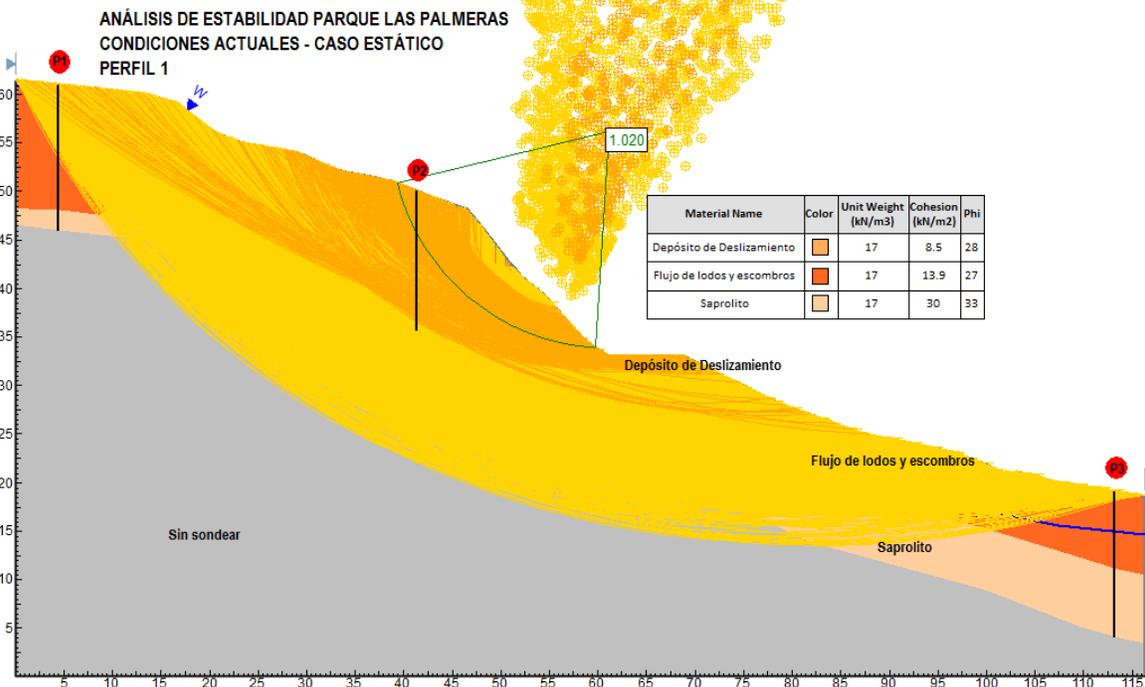
Al evaluar la estabilidad se obtiene un factor de seguridad de 1,020, por debajo del mínimo recomendado, indicando un estado metaestable, es decir, aunque no ha ocurrido la falla aun, se encuentra en un punto de susceptibilidad máxima en el que cualquier cambio puede terminar siendo un detonante para la falla total del terreno, dicho resultado es congruente con el movimiento observado en campo. La siguiente ilustración presenta la superficie de falla obtenida, situada en la zona de mayor pendiente, sobre el material identificado como flujo de lodos y escombros y segmentos del material deslizado.

Ilustración 22. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, estático



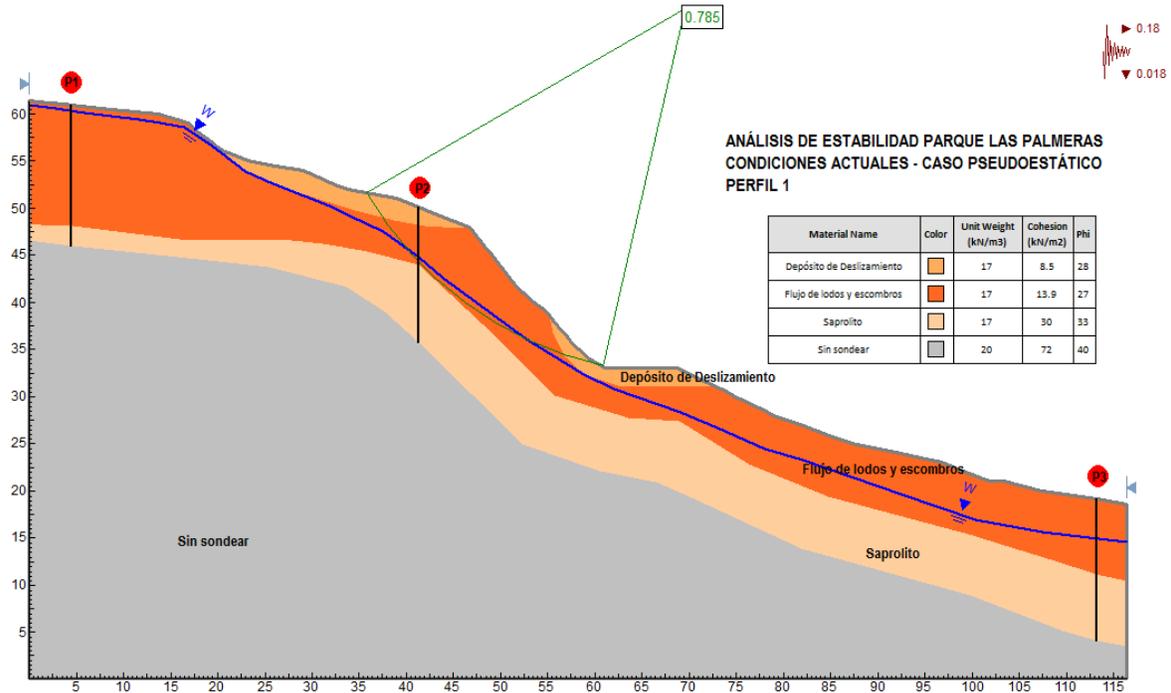
La siguiente ilustración muestra además de la superficie con menor factor de seguridad, las superficies con factores inferiores al mínimo recomendado de 1.5, con el fin de determinar la magnitud de los procesos evidenciados en la zona.

Ilustración 23. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, estático (Superficies con FS por debajo de 1.5)



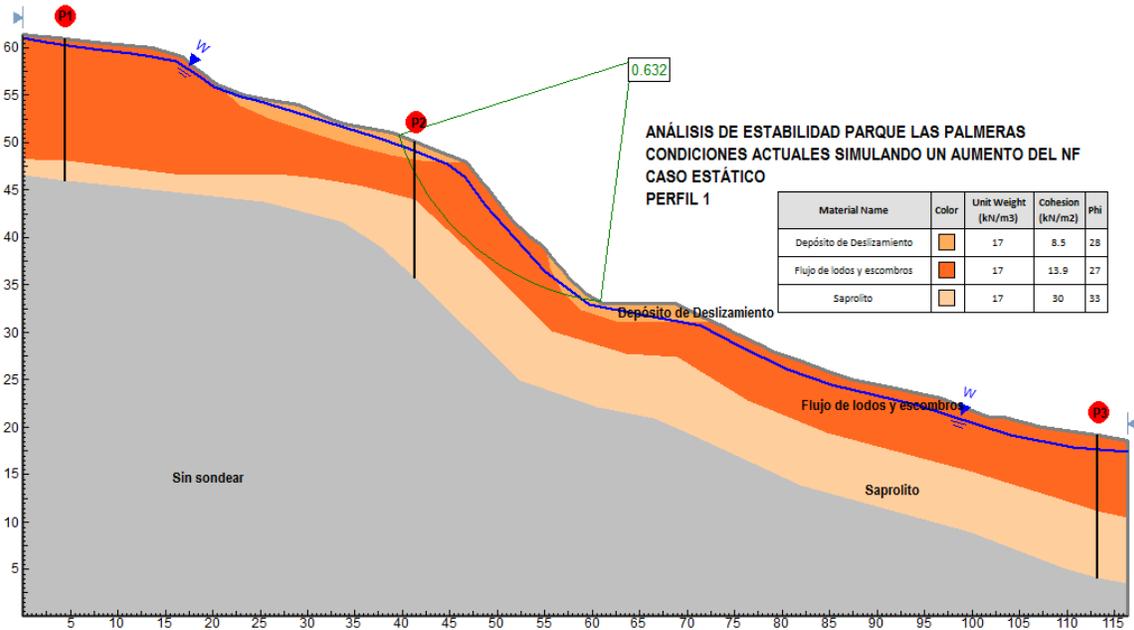
Al modelar la estabilidad considerando que el terreno se ve sometido a un evento sísmico en el que se aplican cargas de este tipo en la componente horizontal y vertical, se obtiene que el menor factor de seguridad bajo este supuesto es de 0.760 localizada en la misma zona que la superficie obtenida para el caso estático, indicando que bajo la ocurrencia de este supuesto se produce un evento de inestabilidad donde el terreno falla.

Ilustración 24. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, sismo



Posteriormente se evaluó el efecto que tendría un aumento del nivel freático o una eventual saturación de los materiales por acción de agentes externos como descargas no controladas de agua, fallas en tuberías, entre otros. Bajo este supuesto siempre se observa una disminución de los factores de seguridad, para este caso en particular en que el terreno se encuentra altamente susceptible a una falla dada su configuración topográfica, disposición de estratos y propiedades de los mismos, se observa que solo es necesario alterar un poco la napa freática para que se modifique el estado de esfuerzos y se produzca la falla del terreno, obteniendo un F_s de 0.632, de aquí la importancia de implementar medidas de estabilización no solo tendientes a controlar el movimiento sino también a controlar agentes externos como el agua, que puedan alterar las condiciones de estabilidad. La siguiente ilustración presenta el resultado obtenido:

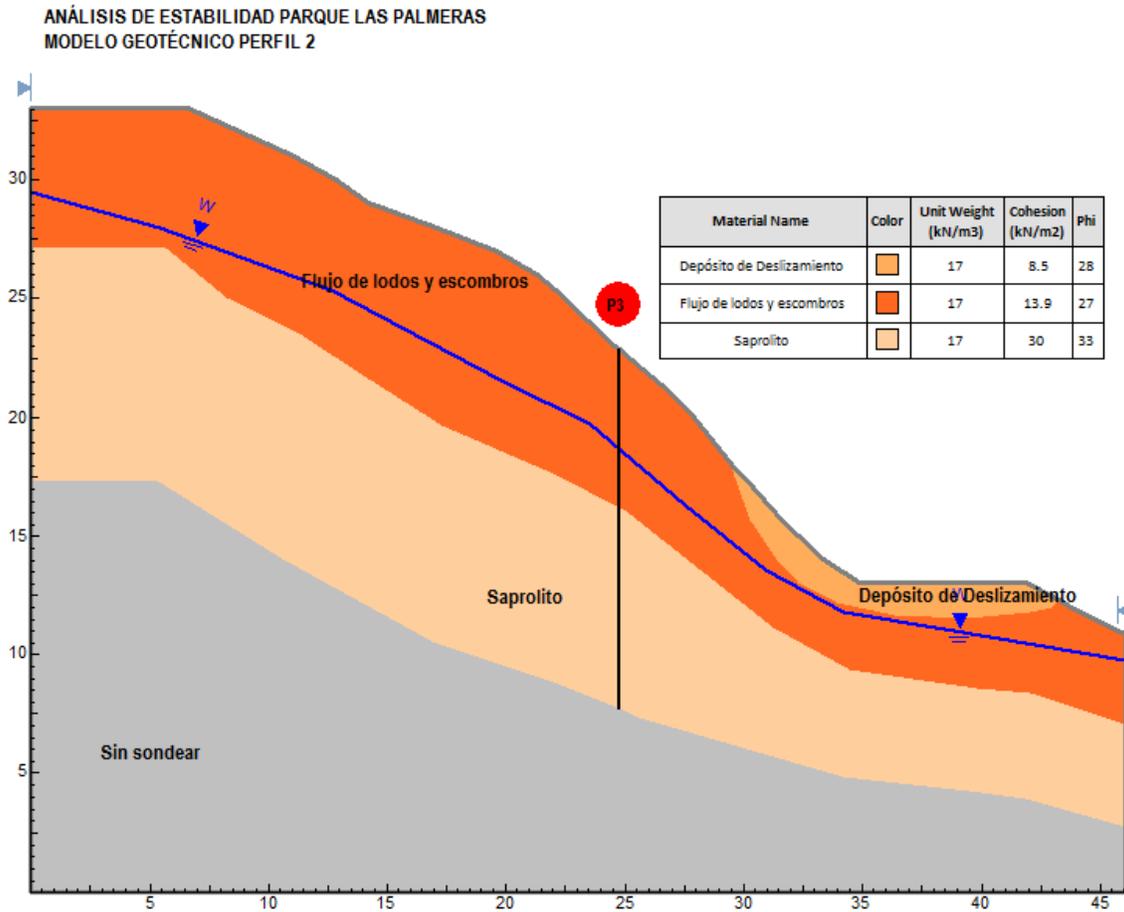
Ilustración 25. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones actuales, estático, con aumento del nivel freático



PERFIL 2

Localizado en el costado nororiental del polígono, atravesando uno de los sectores donde actualmente se presenta un movimiento gradual del terreno con materiales deslizados en superficie. Estratigráficamente se compone por la información proporcionada por el sondeo P3 en el que se identifican materiales de depósito del tipo flujo de lodos y escombros, los cuales son subyacidos por el saprolito. Hacia la parte baja y a partir de las observaciones de campo se detecta un depósito de deslizamiento. La siguiente ilustración muestra el modelo construido, los espesores asignados a cada estrato corresponden a la información puntual proporcionada por el sondeo más cercano (P3) extrapolándola hacia el resto del perfil de acuerdo a las características topográficas.

Ilustración 26. Modelo geotécnico Perfil 2



Al ejecutar el análisis de la sección se obtiene que el menor factor de seguridad es de 1.029, que como en el caso del perfil anterior, su resultado indica un estado metaestable que lo hace susceptible a un suceso de inestabilidad producido fácilmente por algún agente externo que conlleve a un movimiento en masa. Por lo anterior es indispensable adelantar obras que mejoren y garanticen la estabilidad de los terrenos localizados en esta porción del polígono. Las siguientes ilustraciones presentan la menor superficie de falla y las fallas con factores de seguridad por debajo del mínimo recomendado para el caso estático.

Ilustración 27. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, estático

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARQUE LAS PALMERAS
CONDICIONES ACTUALES - CASO ESTÁTICO
PERFIL 2

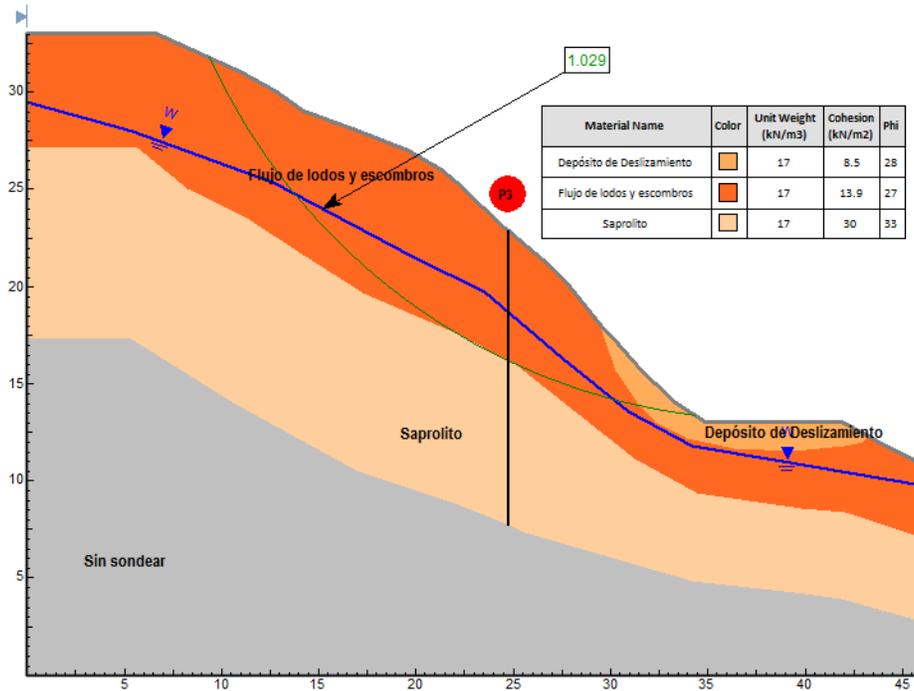
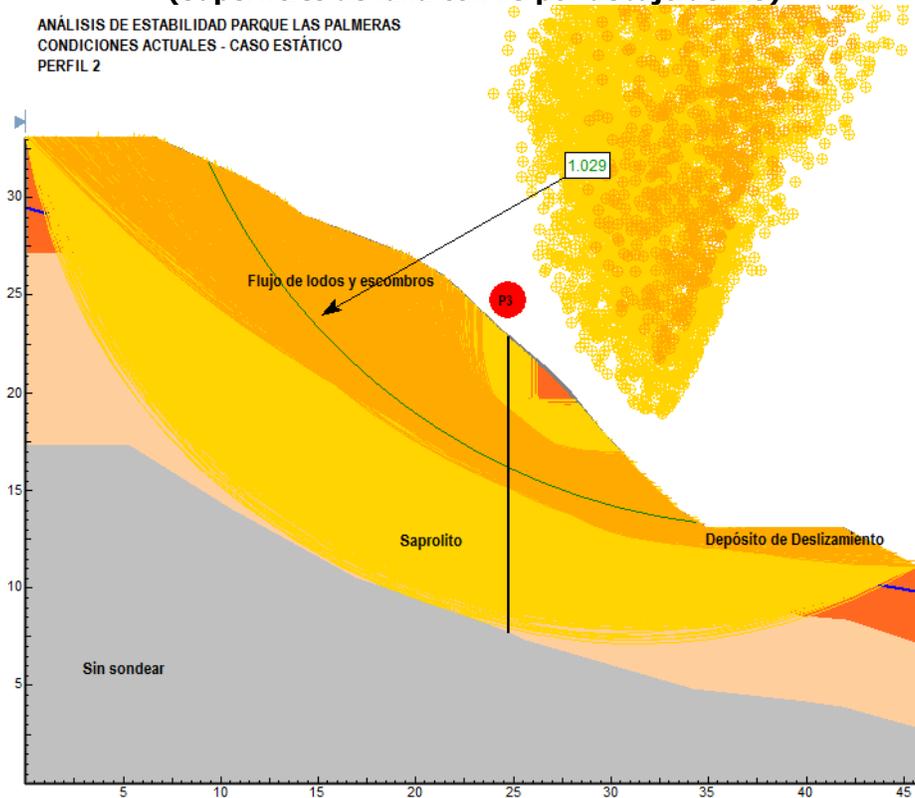


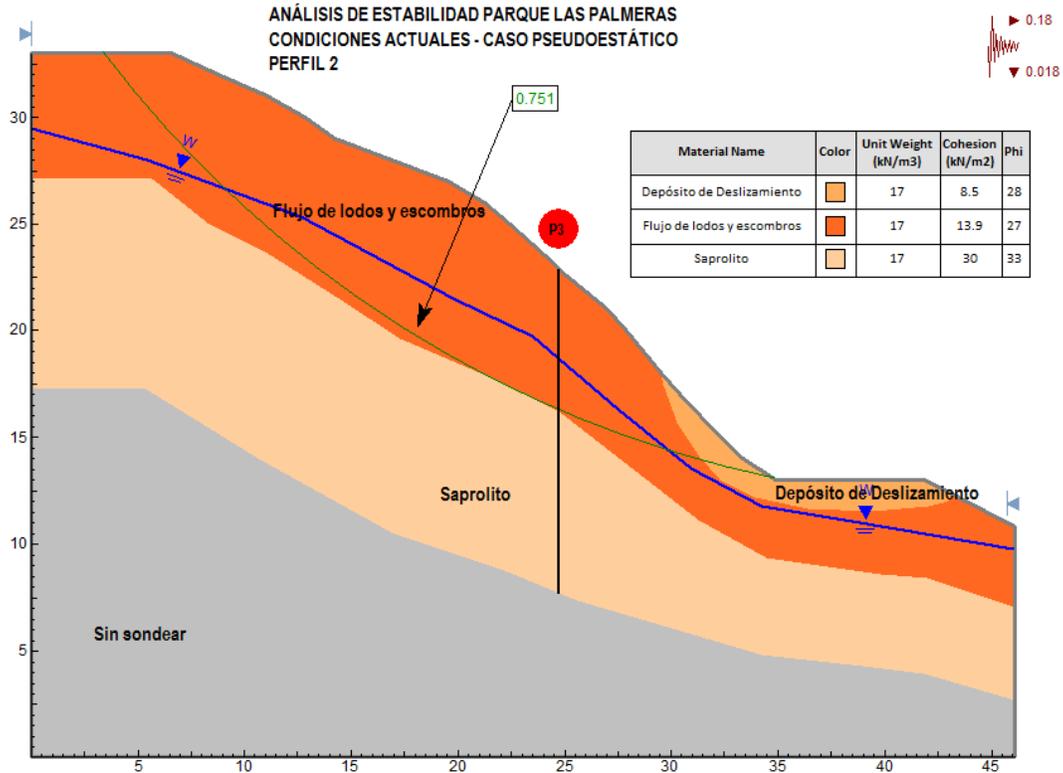
Ilustración 28. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, estático (Superficies de falla con FS por debajo de 1.5)

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARQUE LAS PALMERAS
CONDICIONES ACTUALES - CASO ESTÁTICO
PERFIL 2



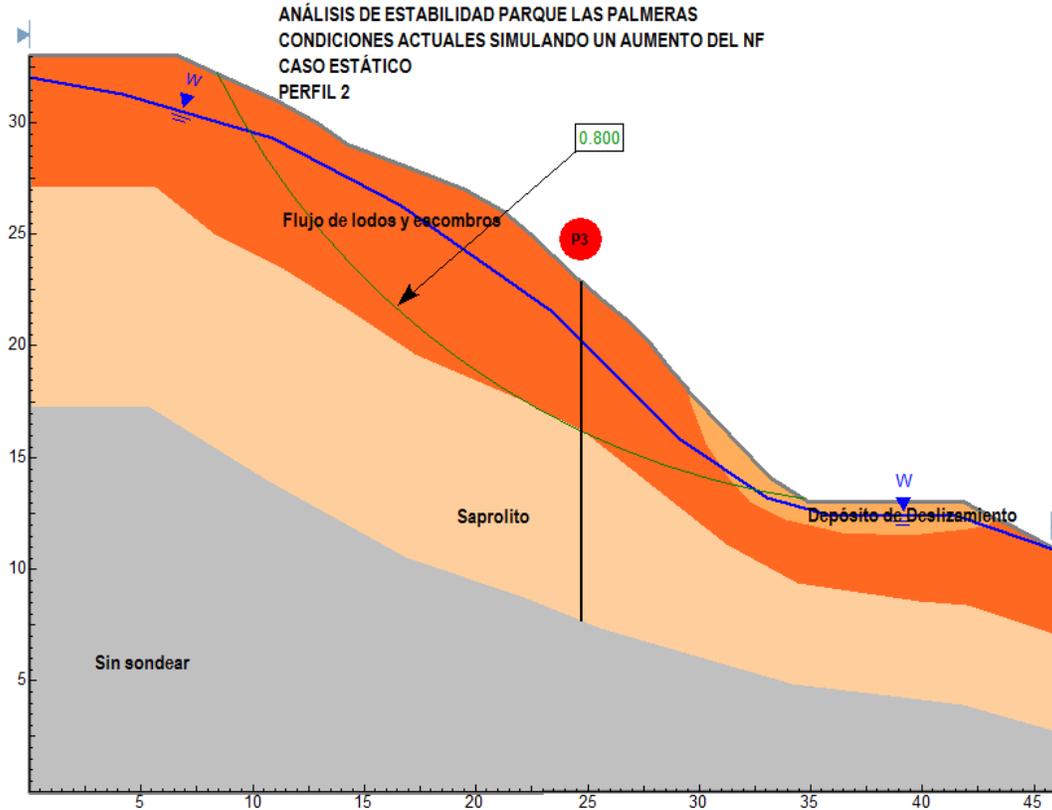
Seguido se evalúa la estabilidad considerando la acción de fuerzas sísmicas, obteniendo un factor de seguridad mínimo de 0.751, por debajo del mínimo e indicando una falla del talud al presentarse un evento de este tipo. La siguiente ilustración presenta la superficie de falla obtenida para este supuesto.

Ilustración 29. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, sismo



Considerando la susceptibilidad del terreno en condiciones actuales y el efecto negativo que puede tener la acción de un agente externo como el agua o el viento o cualquiera asociado a un evento antrópico, se evalúa el modelo considerando la ocurrencia de uno de estos, en este caso un aumento de los niveles freáticos producido por fuertes precipitaciones o descargas no controladas de agua. Para esto la napa freática se eleva hacia lo más cerca de la superficie considerando un evento extremo y el escenario menos favorable, obteniendo un factor de seguridad de 0.800, reflejando la falla del talud. Es por esto que resulta sumamente importante llevar un adecuado manejo y control de las aguas de escorrentía, a través de obras como cunetas, filtros, drenes y obras similares. La siguiente ilustración presenta la superficie de falla asociada al menor factor de seguridad hallado:

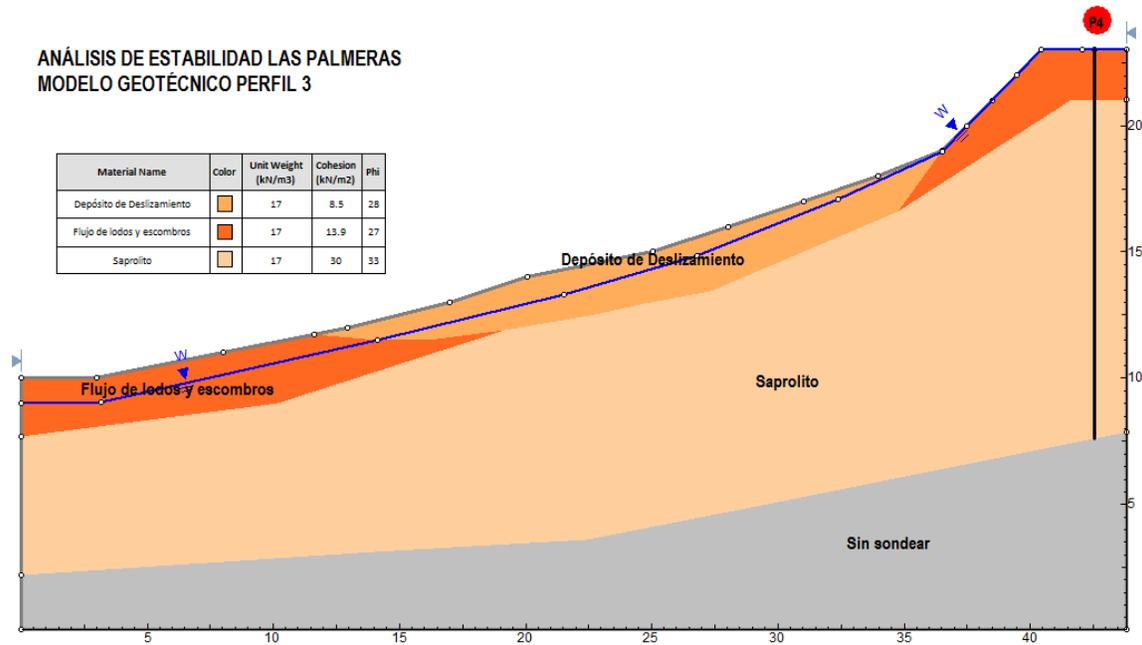
Ilustración 30. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones actuales, estático, con aumento del nivel freático



PERFIL 3

Se sitúa en el costado occidental y como el perfil anterior se compone por materiales pertenecientes a depósitos del tipo Flujo de lodos y escombros subyacidos por el saprolito, encontrando que hacia la parte baja del perfil se disponen materiales producto de la ocurrencia de deslizamientos. Su trazado se encuentra en uno de los sectores donde se evidencian movimientos activos. Estratigráficamente se conforma con la información proporcionada por el sondeo P4 y es ajustado de acuerdo a las observaciones realizadas durante los recorridos de campo. La siguiente ilustración muestra el modelo geotécnico construido:

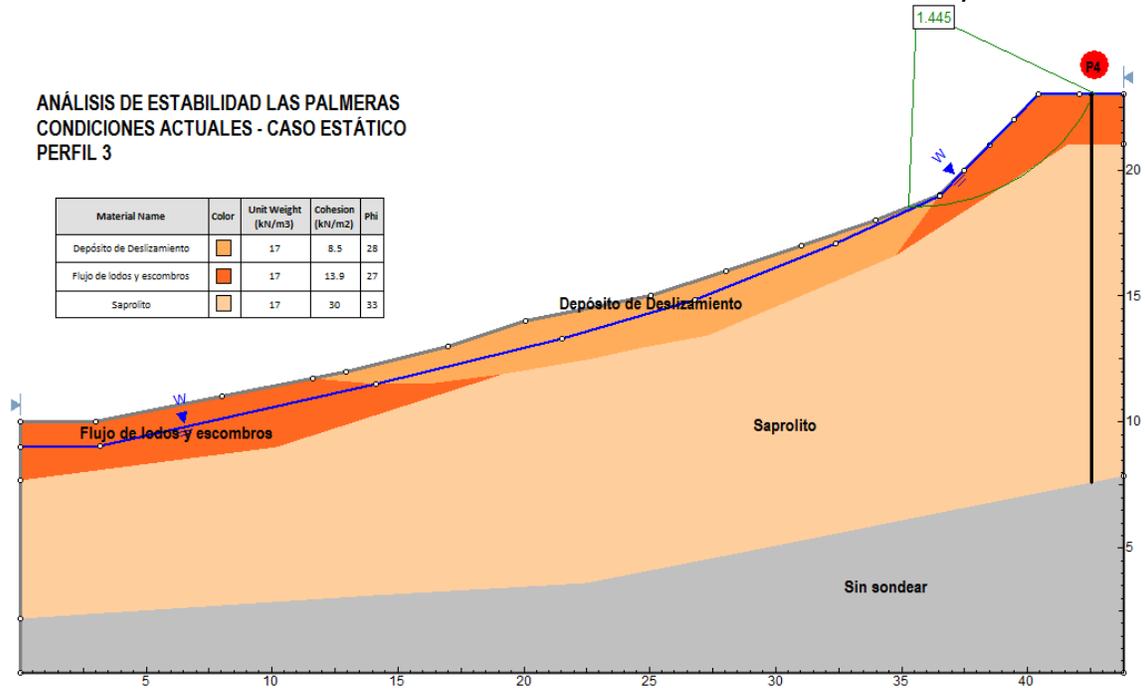
Ilustración 31. Modelo geotécnico Perfil 3



El análisis de estabilidad arroja que el menor factor de seguridad es de 1.445, situado por debajo del mínimo recomendado por la norma y aunque no representa la falla del talud, si se encuentra en un estado susceptible en el que se puede producir un movimiento de la masa del suelo por la alteración de sus propiedades y que es respaldado por lo observado en campo.

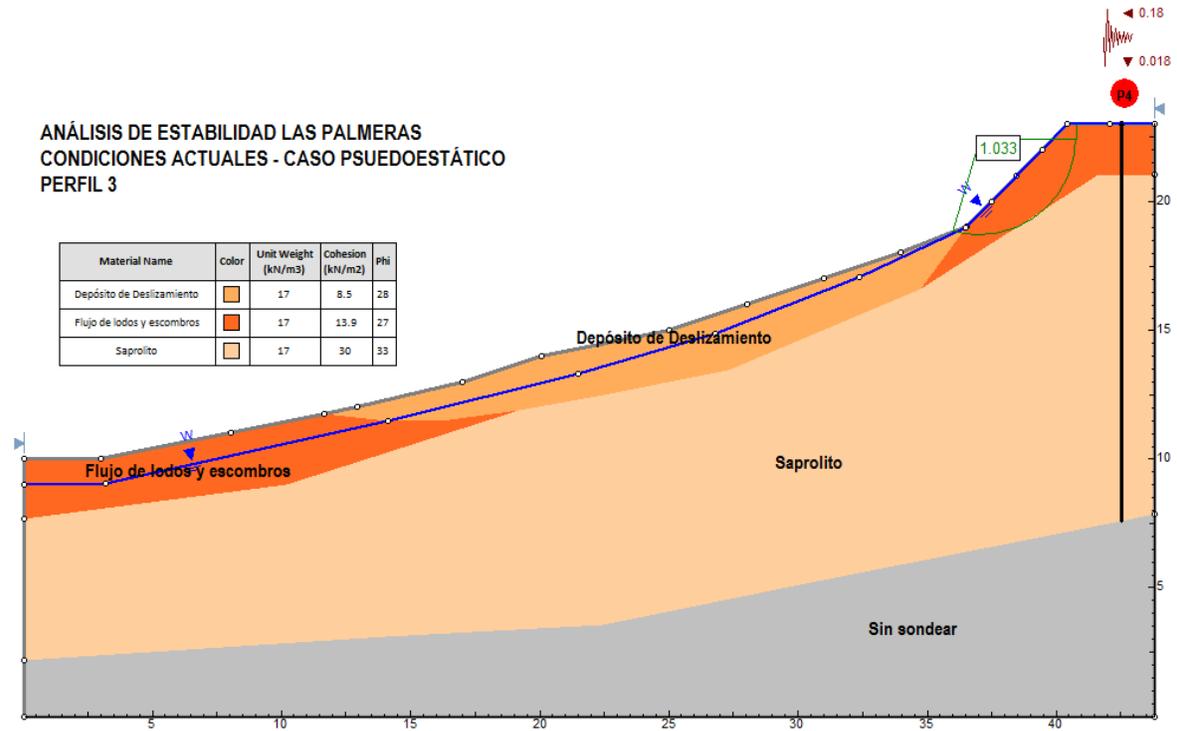
La siguiente ilustración presenta el resultado obtenido y la superficie de falla asociada la cual se desplaza por la zona de mayor pendiente y por el material identificado como Depósito flujo de lodos y escombros.

Ilustración 32. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones actuales, estático



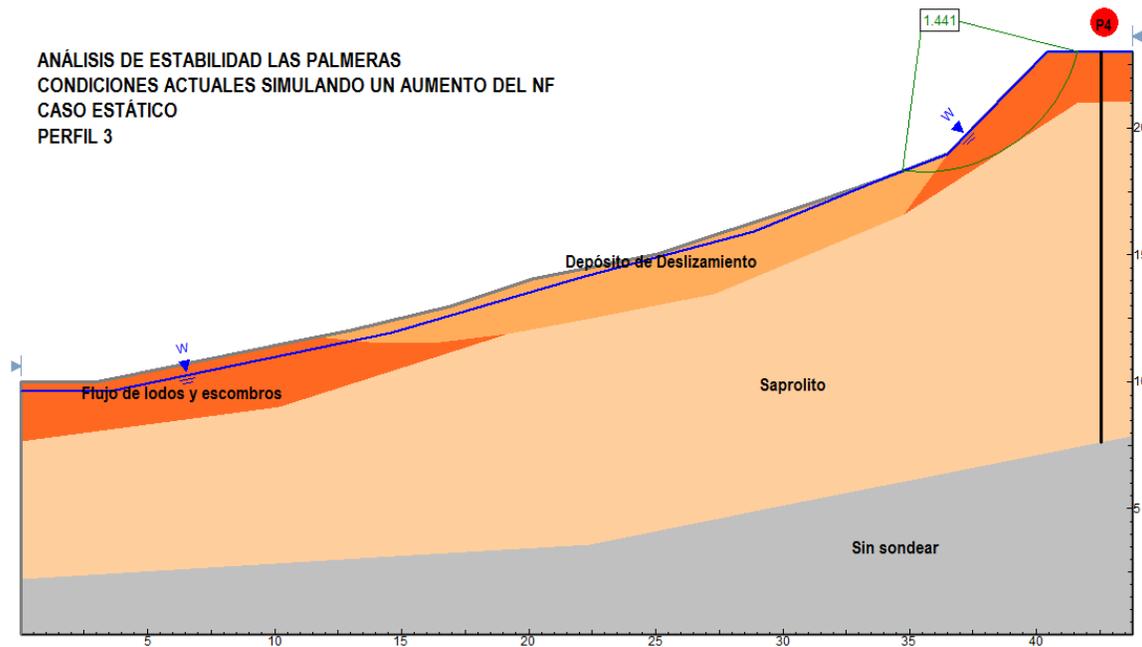
Con el fin de evaluar el comportamiento del terreno suponiendo que en la zona se produce un evento sísmico, se modela el perfil considerando la aplicación de cargas horizontales y verticales que simulen la acción de un sismo. Bajo este escenario el menor factor de seguridad resultante es de 1.033, encontrándose por debajo del mínimo recomendado por lo que no satisface la condición estable. La siguiente ilustración presenta la localización de la superficie de falla y el factor de seguridad asociado.

Ilustración 33. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones actuales, sismo



Posteriormente se evaluó el efecto de un aumento del nivel freático elevando la capa freática actual. Para este perfil en particular se encuentra que actualmente este nivel es de por si elevado por lo que el aumento no es considerable. Al evaluar la estabilidad se observa una similitud en el factor de seguridad obtenido respecto al primer modelo evaluado con un FS de 1.441. La siguiente ilustración presenta el resultado obtenido.

Ilustración 34. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones actuales, estático, con aumento del nivel freático



3 ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA

La amenaza por movimientos en masa es la probabilidad de que se presente este tipo de eventos, con una severidad suficiente para causar pérdida de vidas, lesiones u otros impactos en la salud, así como también daños y pérdidas en los bienes, la infraestructura, los medios de sustento, la prestación de servicios y los recursos ambientales (DAP, DAGRED, EAFIT, 2019).

El análisis de amenaza por movimientos en masa está constituido por dos partes, el análisis de estabilidad que se realiza por medio del método determinístico, que es un análisis cuantitativo en el cual se calcula el factor de seguridad de cada ladera, y el análisis de la distancia de viaje o runout, que indica hasta dónde puede llegar un posible la masa de un posible movimiento en masa. La superposición de estos dos resultados arroja la amenaza total por movimientos en masa.

3.1 AMENAZA POR ESTABILIDAD

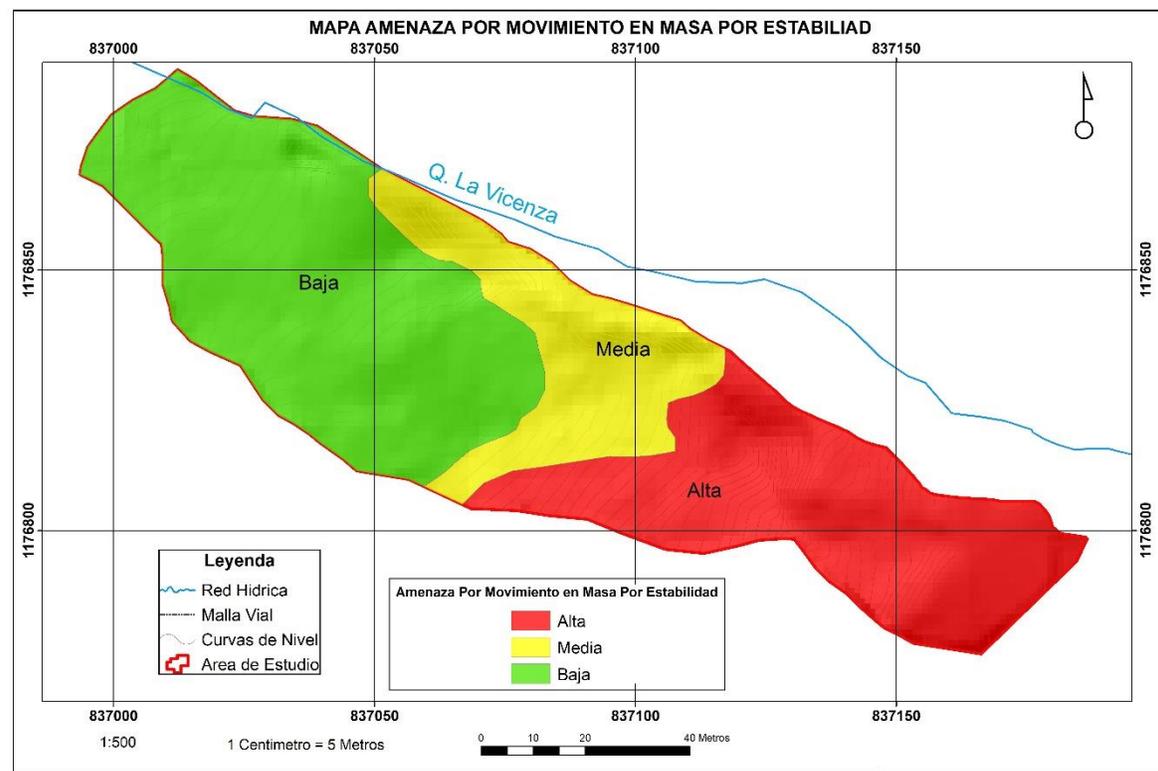
Para el análisis de la estabilidad se requiere la elaboración de modelos para evaluar las condiciones de los taludes con base en la información de detalle obtenida a partir de los datos de campo y la información de la exploración del subsuelo, con estos datos se calcula el factor de seguridad al deslizamiento de las laderas. Estos modelos requieren información

relacionada con la estratigrafía del sector, estructura, propiedades de la resistencia de los materiales, ángulo de fricción interno y modelos de simulación de niveles freáticos.

Para el análisis de amenaza por estabilidad, el valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se toma de acuerdo a lo planteado en el Decreto 1626 de 2015, en el cual se define que para valores inferiores a 1.2 (o $PF > 0.05/\text{año}$) el nivel de amenaza es alto, valores entre 1.2 y 1.5 (PF entre 0.002 y 0.05/año) se clasifican con nivel de amenaza media y factores de seguridad > 1.5 ($PF < 0.002$) se definen con nivel de amenaza bajo.

En la siguiente Ilustración se presenta el mapa de zonificación de amenaza por movimiento en masa a partir del análisis de estabilidad y se describen a continuación:

Ilustración 35. Mapa de amenaza según el análisis de estabilidad



Amenaza Alta:

Corresponde a áreas con inestabilidad manifiesta o con alta probabilidad de presentar movimientos en masa, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la geología, la geomorfología y factores antrópicos. El factor de seguridad de las laderas naturales en esta categoría es $FS < 1.2$ o alternativamente probabilidad de falla $PF > 0,05/\text{año}$. La zona clasificada en amenaza alta presenta pendientes abruptas y está desarrollada sobre depósitos de flujos de lodos y/o escombros, por lo que se considera como una zona potencialmente inestable en cuanto a procesos morfodinámicos.

El análisis de estabilidad para los perfiles 1 y 2 arroja un factor de seguridad en condiciones estáticas de 1.020 y 1.029, respectivamente, con superficie de falla a lo largo de las laderas. Este factor se localiza en el sector oriental del área de estudio y corresponde a una zona con una alta probabilidad de presentar movimientos en masa debido a que se encuentran afectadas por procesos geológicos activos, presentan pendientes muy inclinadas a muy abruptas y los suelos presentan altas restricciones para el establecimiento de intervenciones. Estas zonas se encuentran directamente relacionadas con las áreas de morfodinámica alta y se consideran como zonas potencialmente inestables en cuanto a procesos geológicos.

Amenaza Media:

Son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la pendiente y en alguna medida a factores antrópicos. El factor de seguridad de las laderas naturales en esta categoría puede estar entre 1.2 y 1.5; o alternativamente con probabilidades de falla o ruptura entre 0,0002/año – 0,05/año. Se presentan procesos morfodinámicos activos e inactivos, éstos podrían reactivarse si no se toman correctivos en especial en el uso del suelo. Las pendientes son predominantemente muy inclinadas y abruptas, y los suelos están asociados a depósitos de flujos de lodos y/o escombros.

El análisis de estabilidad para el perfil 3 arroja un factor de seguridad en condiciones estáticas de 1.445, con superficie de falla en la parte alta de la ladera. Este factor de seguridad indica que es probable la formación de inestabilidades asociadas al tipo de material identificado y a la cantidad de agua que hay en el sector; este valor no satisface lo estipulado en los códigos para garantizar la estabilidad de la zona, cuando se van a desarrollar proyectos de infraestructura. A partir de estos resultados, se puede establecer que los movimientos en masa pueden ocurrir a lo largo de las laderas, asociados a la condición de los materiales y las pendientes del sector.

Se define esta categoría de amenaza en el área central del polígono asociada depósitos de flujo de lodos y escombros y depósitos de deslizamiento, además de presentar gran cantidad de agua superficial y subsuperficial en el sector. Se debe tener cuidado en su manejo y evitar cualquier tipo de intervención sin los controles establecidos, ya que la amenaza media puede convertirse fácilmente en amenaza alta, si los usos del suelo no son adecuados.

Amenaza Baja:

Corresponden a áreas con aceptables condiciones de estabilidad, sin evidencias físicas o históricas de procesos morfodinámicos, o si existen, su densidad es baja, con baja probabilidad de que se presenten movimientos en masa, debido a la acción en conjunto de la lluvia acumulada y las pendientes. El factor de seguridad de las laderas naturales dentro de esta categoría es $FS > 1.5$; o alternativamente probabilidades de falla o ruptura $PF < 0,0002/año$.

Comprende la mayor parte occidental del área de interés; geomorfológicamente se asocia a una ladera ondulada de baja pendiente desarrollada sobre depósitos de vertiente. Se destaca que en estos sectores no se identificaron procesos erosivos o movimientos en masa de importancia geotécnica, que puedan condicionar la estabilidad de sector.

Es importante aclarar que la amenaza es dinámica y en la medida que se realicen intervenciones inadecuadas en los suelos de la zona de estudio las categorías de amenaza deben ser revisadas.

3.2 ANÁLISIS DE LA DISTANCIA DE VIAJE - RUNOUT

La distancia de viaje o Run-Out se determina siguiendo la metodología propuesta por Guimarães (2015), la cual ha sido utilizada en diversos trabajos en Brasil y probada en algunos sectores de la ciudad de Medellín para evaluar la vulnerabilidad de ciertas estructuras al impacto de una masa desplazada. Sin embargo, esta ha sido adaptada para el presente trabajo con el fin de conocer las distancias y las trayectorias de una masa de acuerdo con los puntos críticos identificados. En esta metodología se toma en cuenta la distancia de la masa del deslizamiento a partir del cálculo de parámetros geométricos, tomando las siguientes variables y su relación con la expresión:

$$Z= H/d$$

Donde:

H= es la relación o diferencia de cotas entre el punto de desprendimiento del material y la parte más baja de la vertiente, es decir, los valores de cota máxima (CTmax) y cota mínima (CTmin).

d= es la distancia entre el punto de desprendimiento del material y un pixel con un valor de cota mínima determinado.

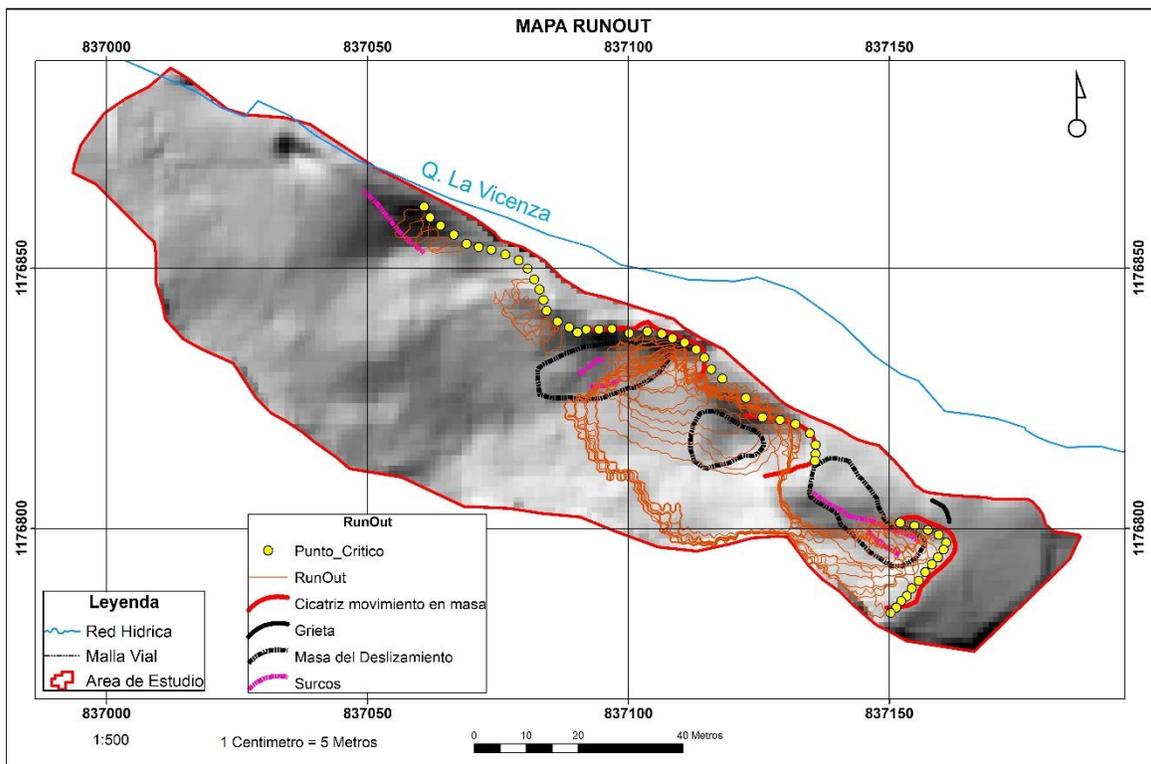
Z= se asocia al isocontorno formado por las diferentes trayectorias o valores de d resultantes.

Los puntos críticos o zonas desde las cuáles se puede generar un desprendimiento de materiales en la parte alta de las laderas analizadas, se determinan a partir de los resultados obtenidos en los análisis de amenaza. Una vez realizado este proceso y en conjunto con las diferencias de cotas obtenidas a partir del MDE, se aplica la ecuación para cada uno de los puntos analizados, obteniendo como resultado la generación de un isocontorno con diferentes probabilidades de trayectoria de desplazamiento.

Para el presente estudio se toma el valor del cociente aplicado entre la variable H y la d, a partir de 0.4, ya que este concentra hasta el 90% de probabilidad de las trayectorias, por lo tanto, el isocontorno arrojado no se asocia en sí a la trayectoria del material, sino que se entiende en términos de probabilidad.

Para el polígono de interés, se ubicaron varios puntos en la parte al alta de la ladera, tanto al norte como al oriente del polígono de estudio, para correr el modelo de Guimarães (2015) cuyo resultado se presenta en la siguiente Ilustración.

Ilustración 36. Mapa de distancia de viaje



Los isocontornos obtenidos para el valor de 0.4 indican que un movimiento en masa que ocurra en la parte alta de la ladera, donde se tiene amenaza alta por estabilidad, tiene la posibilidad de descender hasta las zonas de pendientes más bajas al occidente, incluyendo algunos sectores definidos en amenaza media por estabilidad. Esto evidenciado y soportado también, por los materiales de depósitos de deslizamiento que se encuentran en el sector.

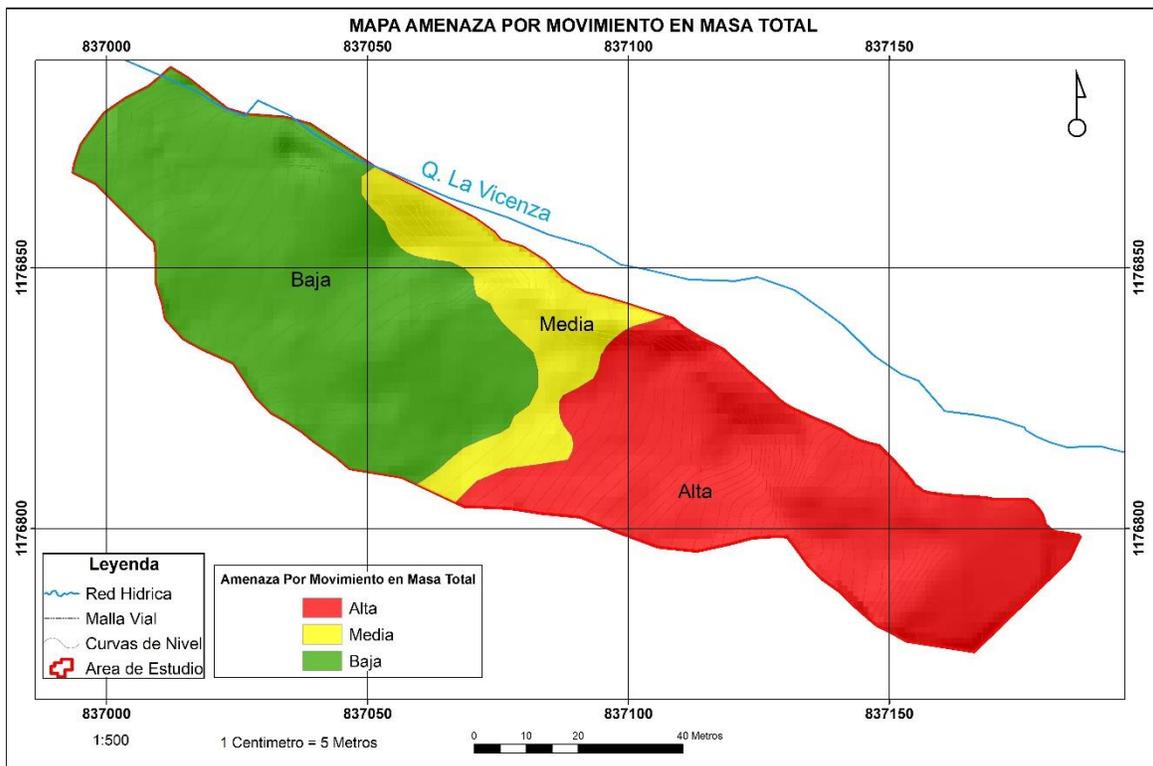
Los isocotornos para el valor de 0.4 asociado a las zonas de amenaza media por estabilidad, indican que la masa desplazada de un posible deslizamiento puede llegar hasta el sur, donde la pendiente se suaviza, sin afectar nuevas áreas de la zona de interés.

3.3 AMENAZA TOTAL

La definición de la amenaza final resulta de la combinación de la amenaza obtenida mediante el método determinístico (análisis de estabilidad) y la distancia de viaje (runout), debido a que es necesario establecer tanto la zona donde hay probabilidad de que se generen los movimientos en masa, como su zona de influencia y depositación. Teniendo en cuenta lo anterior, el nivel de amenaza para una zona está condicionado tanto a la estabilidad propia del terreno en condiciones estáticas como a la probabilidad de que se vea afectada por la depositación de materiales asociados a movimientos en masa que se generen en la zona circundante. Se destaca que la valoración de la amenaza de las zonas afectadas por runout depende directamente del nivel de amenaza obtenido en la zona con probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa.

Teniendo en cuenta lo anterior, para el polígono de estudio, se identifican zonas de amenaza alta, media y baja por movimientos en masa, distribuidos de la siguiente forma (Ilustración 37).

Ilustración 37. Zonificación de amenaza por movimientos en masa



Amenaza Alta: se localiza en el sector centro y oriente del polígono de interés, donde se identifican flujos de lodos y escombros además de depósitos de deslizamientos, en pendientes entre muy inclinadas y muy abruptas. Los procesos morfodinámicos son activos, evidenciado en grietas y surcos sobre el terreno, también son evidentes las coronas de

movimientos en masa de carácter retrogresivo y la presencia de gran cantidad de agua sobre la superficie. Los análisis de estabilidad arrojan valores del factor de seguridad en condiciones estáticas de 1.020 y 1.029, además que el análisis del runout indica que la zona puede ser afectada por una masa que se desplace de la parte posterior de la ladera. Se recomienda restringir las intervenciones antrópicas en este sector hasta que no se realicen las obras de mitigación que se recomiendan en este trabajo.

Amenaza Media: corresponde a una pequeña franja del terreno localizada en la porción central del polígono, constituida por flujos de lodos y escombros y cuyo análisis de estabilidad arrojó un factor de seguridad de 1.445 en condiciones estáticas, además que puede ser afectada por una masa desplazada cuya fuente este localizada en la parte alta de la ladera. Aunque se evidencian coronas de deslizamientos se considera que con las obras de mitigación que se proponen en este documento se puede disminuir la condición de amenaza actual y por lo cual se recomienda no realizar intervenciones hasta que estas obras no sean ejecutadas.

Amenaza Baja: este sector se localiza al centro y occidente del polígono de estudio, caracterizado por una pendiente inclinada conformada sobre flujos de lodos y escombros. Se destaca que en estos sectores no se identificaron procesos erosivos o movimientos en masa de importancia geotécnica, que puedan condicionar la estabilidad de sector, sin embargo no se recomienda realizar intervenciones antrópicas que involucren cortes del terreno dado la características de los materiales que se presentan.

4 APTITUD GEOLÓGICA

La zonificación de la aptitud del suelo o aptitud geológica parte de los aspectos topográficos, geológicos, geomorfológicos y de procesos morfodinámicos identificados durante el trabajo de campo y los cuales condicionan en forma directa el grado de estabilidad de las laderas.

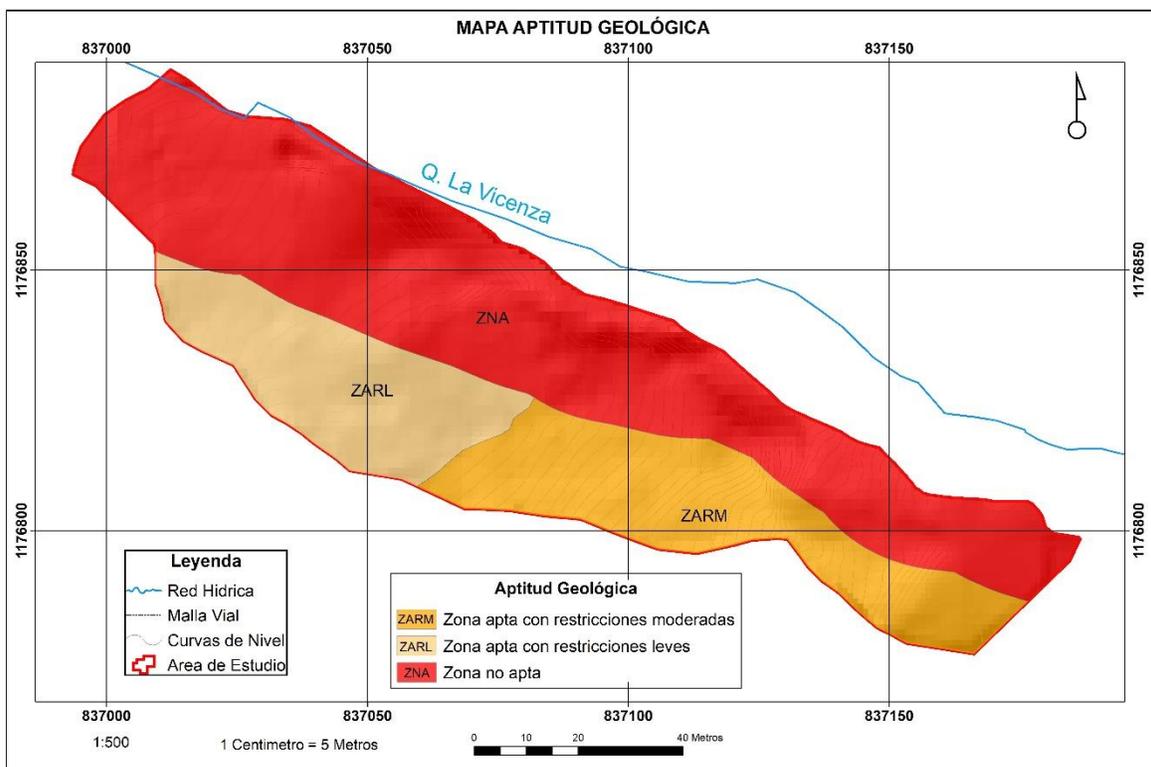
A estos aspectos se agregó la evaluación de la estabilidad de las laderas considerando las obras necesarias para alcanzar factores de seguridad ajustados a los requerimientos existentes en este aspecto. La zonificación referente a la aptitud geológica para el uso y ocupación del suelo se presenta de acuerdo con la clasificación utilizada por las "Directrices y lineamientos para la elaboración de los estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera, en el Valle de Aburrá" (Acuerdo Metropolitano 09/2012).

En el área de interés se identifican tres tipos de zonas de acuerdo con las características geológicas, geomorfológicas y a la complejidad de los procesos morfodinámicos identificados, las cuales se describen a continuación y se presenta en la Ilustración 38.

- **Zonas aptas:** Corresponden a zonas que presentan alto grado de estabilidad, no se aprecia la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos e inactivos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa que afecten la estabilidad global del predio de interés y de la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas está condicionada al tipo de intervención que se proyecte y al uso y manejo que se dé a estas y a la UMI asociada (Acuerdo Metropolitano 09/2012).

Esta categoría incluye el sector sur occidental del polígono, caracterizado por pendiente inclinadas y asociado a zonas de amenaza baja; en esta zona se recomienda no desarrollar ninguna obra de infraestructura e implementar zonas de conservación ambiental para proteger el sector.

Ilustración 38. Mapa de aptitud geológica



- **Zonas aptas con restricciones moderadas:** Corresponden a zonas estables dentro del predio de interés; sin embargo, su estabilidad está condicionada por la incidencia directa que presentan procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa identificados en la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas dependerá del manejo que se dé a los procesos morfodinámicos y al tipo de intervención que se proyecte. Se considera que las obras de estabilización proyectadas son técnica y económicamente viables (Acuerdo 09 de 2012).

Se identifica al sur del polígono, desde el sector central hasta el oriente, e involucra la porción del terreno donde se identifica una amenaza por movimientos en masa alta, y los procesos morfodinámicos son activos. En estas zonas se deben adoptar medidas correctivas y preventivas, tanto estructurales como no estructurales, como manejo adecuado de aguas de escorrentía, además de evitar la conformación de taludes y el desconfinamiento del terreno. Dada que la destinación de esta área será espacio público, se recomienda se ejecuten las obras propuestas y que sea reforestada con especies nativas y no se ubique ningún tipo de infraestructura sobre ella.

- **Zonas no aptas:** Son aquellas con evidente inestabilidad por la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa dentro del lote de interés y la UMI asociada; el estudio considera que las obras de estabilización proyectadas son técnicamente complejas y de alto costo con respecto a las inversiones proyectadas en la zona o predio de interés. Las zonas con restricciones normativas se considerarán como No Aptas (Acuerdo Metropolitano 09/2012).

Estas áreas están asociadas a los retiros a las corrientes hídricas, definidos en el Acuerdo 048 de 2014 para la quebrada La Vicenza que corresponde a 30 m.

5 RECOMENDACIONES

Las recomendaciones que se presentan a continuación tienen como objetivo disminuir los niveles de amenaza identificados en el polígono en estudio, las cuales corresponden a medidas principalmente de tipo estructural que incluyen obras de ingeniería que buscan la estabilización de las laderas comprometidas, así como obras complementarias que se deben adelantar en todo el polígono de interés, por lo que para garantizar la estabilidad de la zona y el cambio en las restricciones establecidas se requiere de una intervención de tipo integral en donde se ejecuten de forma conjunta los planteamientos aquí establecidos.

5.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES PROYECTADAS

Considerando las evidencias en campo y los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se hace necesario implementar obras en aquellos sectores que presentan movimientos activos y cuyo factor de seguridad no supera el mínimo recomendado, las cuales mejoren y garanticen la estabilidad del mismo.

De los perfiles evaluados ninguno satisface la condición estable, por lo que cada modelo es reevaluado considerando las obras propuestas para mejorar dicha condición. Similar a la evaluación realizada para las condiciones actuales se evaluaron los casos estático y

pseudoestático en donde se analiza el comportamiento del terreno cuando se ve sometido a condiciones atípicas como movimientos sísmicos, obteniendo en ambos casos múltiples superficies de falla con factores de seguridad variables según las condiciones del terreno, buscando siempre que se superen los valores de FS de 1.5 y 1.05, respectivamente.

A continuación se presentan los resultados obtenidos durante el modelamiento de cada perfil en condiciones proyectadas. Teniendo en cuenta que para todos los perfiles la estructura de trabajo es la misma no se profundizará tanto en el análisis hecho a cada perfil sino que se apoyará en imágenes que ilustran los resultados obtenidos.

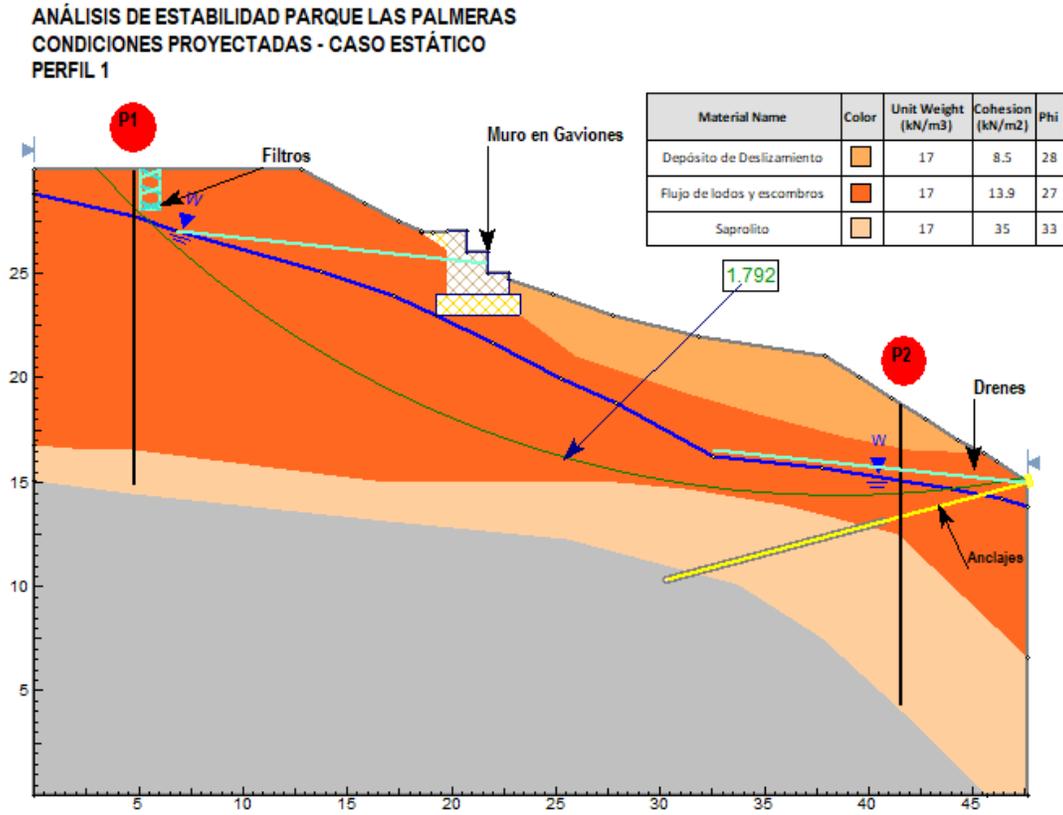
PERFIL 1

Considerando las características anteriores en donde el factor de seguridad en las condiciones actuales estaba alrededor de 1, se proyecta como medida de estabilización la construcción de un muro en Gaviones con una altura de aproximadamente 3.0 m apoyado en la zona media alta del perfil para atender los movimientos asociados a los procesos identificados allí y una perfilación del terreno con una pendiente 2:1 en dicho sector. Adicionalmente se propone la construcción de filtros y drenes sobre las paredes de los taludes, estos últimos tendrá una longitud de 15 m y una inclinación de 6° buscando abatir el nivel freático. Es importante para garantizar la estabilidad de la zona, la implementación de este tipo de obras y el correcto funcionamiento en el largo plazo por lo que deberá realizarse mantenimientos periódicos y verificaciones continuas de su buen estado y funcionalidad.

Dada la longitud del perfil, hacia el final del mismo se alcanza a evidenciar las obras que se recomiendan para el perfil 2 y que se detallarán más adelante en sus análisis, las cuales corresponden a anclajes espaciados cada 2.5 m con una longitud de 18.0 m sobre el talud de mayor pendiente.

Con la implementación de las obras se halla que factor de seguridad mínimo de 1.792, situándose por encima del mínimo recomendado por lo que se considera como estable. La siguiente ilustración presenta el resultado obtenido.

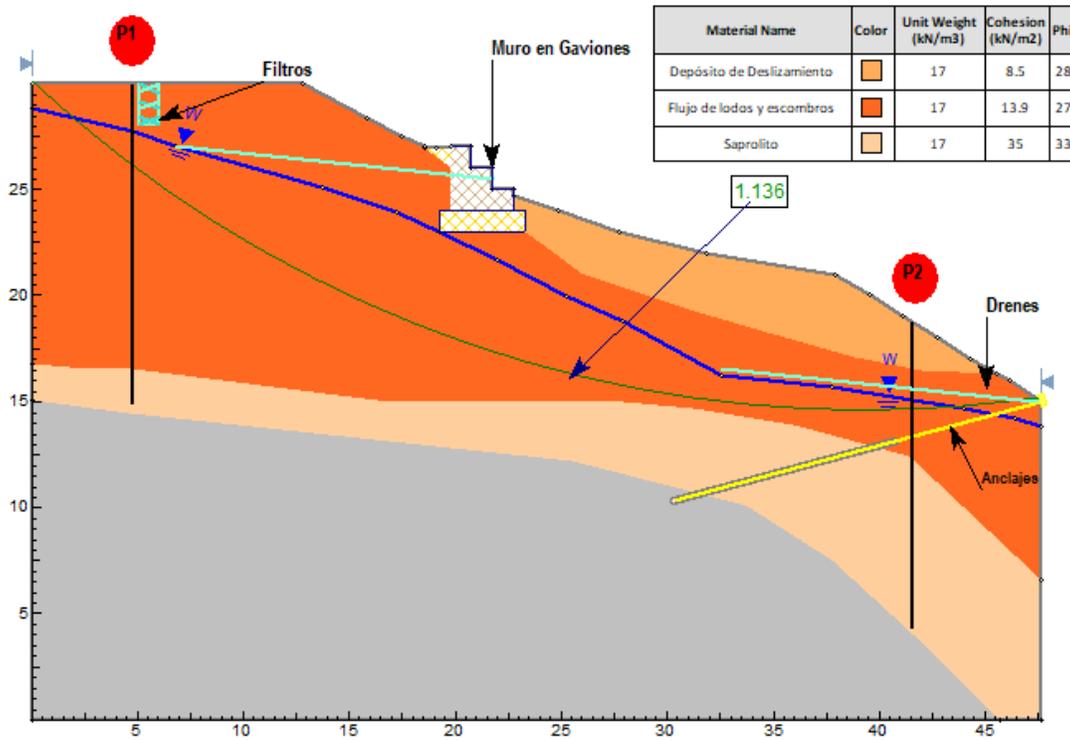
Ilustración 39. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones proyectadas, estático



Posteriormente se analizó el caso en el que se produce un movimiento sísmico, simulado a partir de la aplicación de cargas sísmica al modelo geotécnico, en el que se analiza el comportamiento del terreno bajo estas solicitaciones, obteniendo en este caso una superficie de falla con un Factor de seguridad de 1.136, considerándose así como en el caso estático, estable. La siguiente ilustración muestra el resultado.

Ilustración 40. Análisis de estabilidad Perfil 1 – Condiciones proyectadas, sismo

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARQUE LAS PALMERAS
CONDICIONES PROYECTADAS - CASO PSUEDOESTÁTICO
PERFIL 1



PERFIL 2

Dada la localización del perfil y los procesos que se evidencian en el terreno se propone darle continuidad a los anclajes recomendados en el perfil 1 con una longitud de 18 m y espaciados 2.5 m en la horizontal y la vertical, abarcando la zona de mayor pendiente del perfil 2, contemplando también un adecuado manejo de las aguas en el terreno construyendo drenes en la cara del talud que permitan abatir el nivel freático cuya longitud será de alrededor de 10 m. De esta forma se obtiene que el menor factor de seguridad es de 1.822, superando el valor mínimo recomendado por lo que se satisface la condición de estabilidad tras la implementación de las obras. De igual forma se analizó el terreno considerando que se produzca un evento sísmico, obteniendo que el menor factor de seguridad fue de 1.263, superando también el mínimo recomendado. La siguiente ilustración presenta los resultados obtenidos para cada caso.

Ilustración 41. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones proyectadas, estático

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARQUE LAS PALMERAS
CONDICIONES PROYECTADAS - CASO ESTÁTICO
PERFIL 2

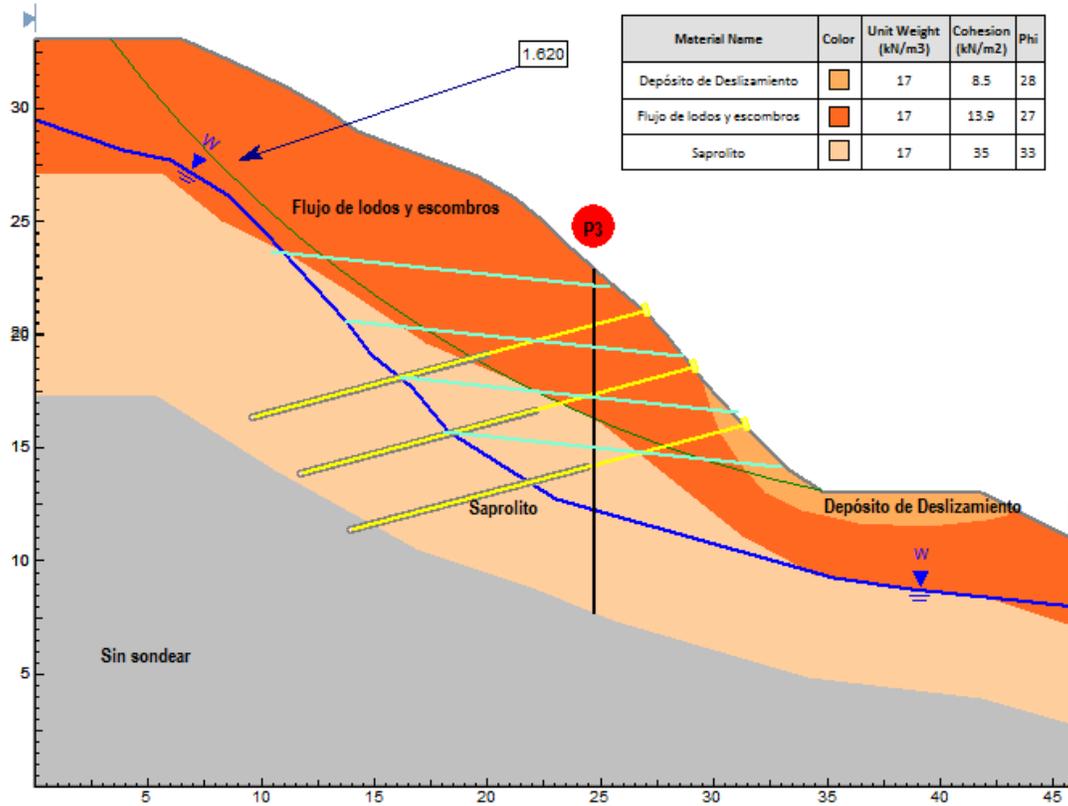
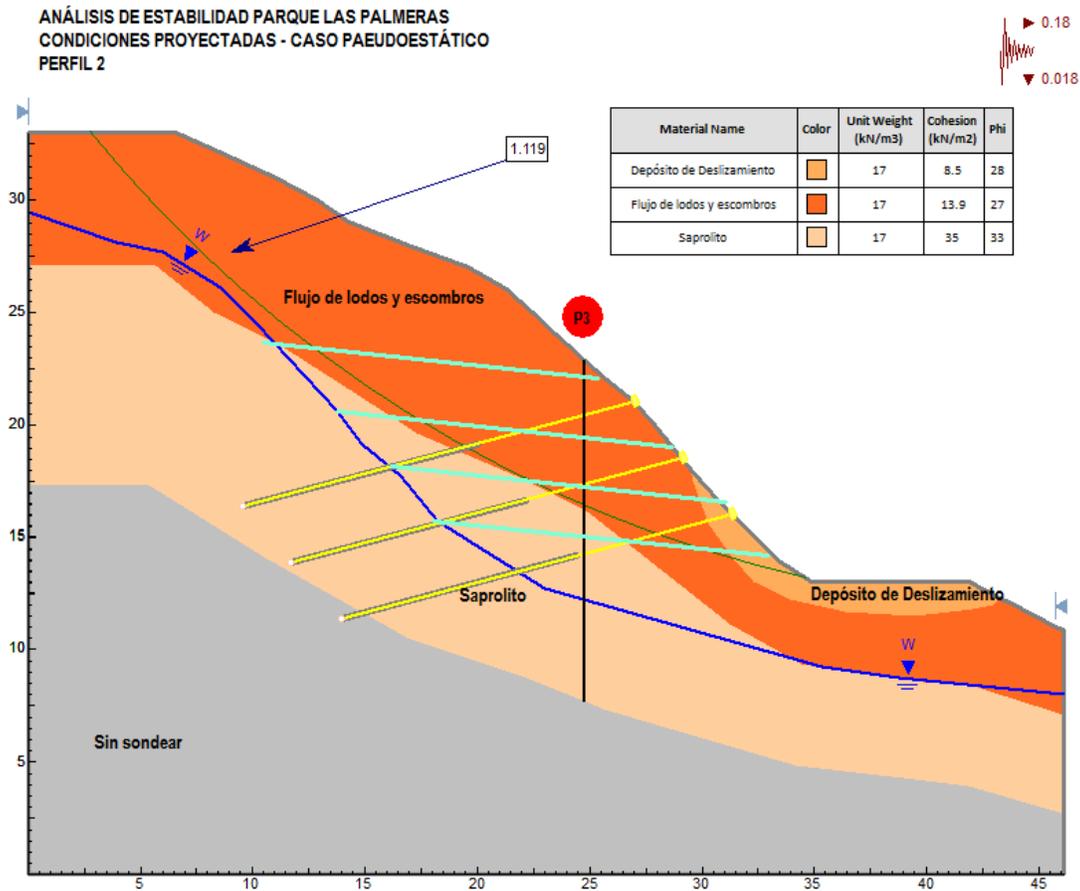


Ilustración 42. Análisis de estabilidad Perfil 2 – Condiciones proyectadas, sismo

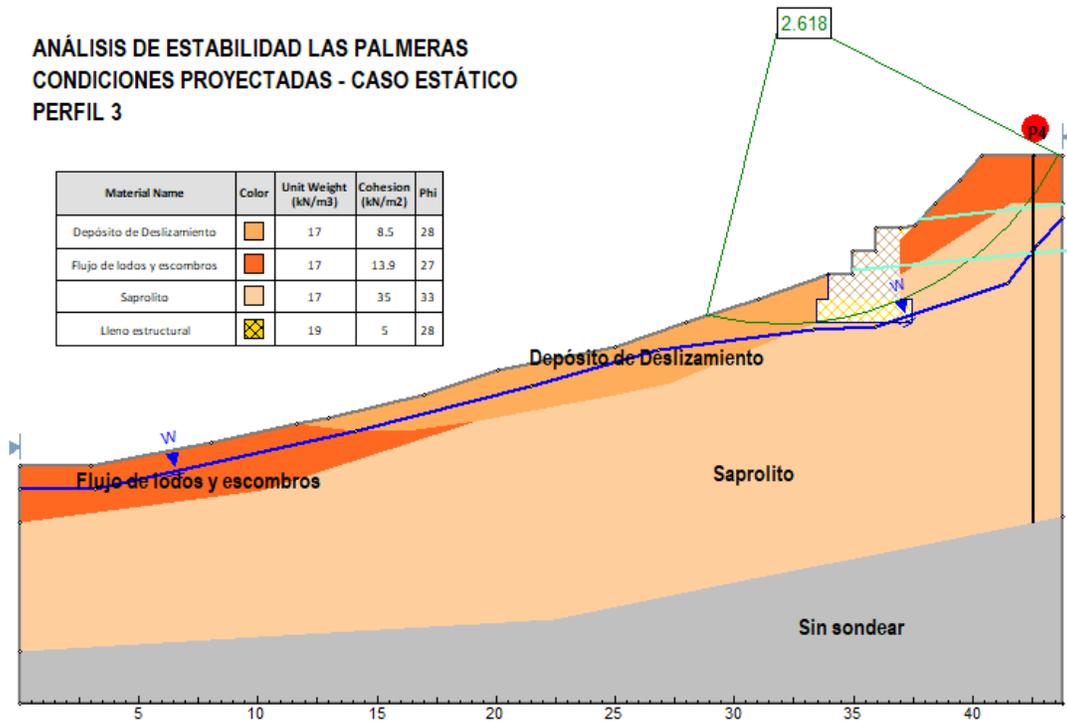


PERFIL 3

De acuerdo a los resultados de estabilidad en condiciones actuales y la actividad del proceso que se localiza en la parte superior del perfil, se evidencia la necesidad de obras que estabilicen este sector. Para esto, se proyecta la construcción de una estructura de contención conformada por un muro en gaviones con una altura de aproximadamente 3.0 m que abarque toda la zona que actualmente se encuentra susceptible a la falla total complementándose con drenes en la cara del talud que abatan el nivel freático. Al simular las obras en el modelo, se obtiene que el menor factor de seguridad es de 2.618, superando el valor mínimo recomendado y considerándose como estable.

Ilustración 43. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones proyectadas, estático

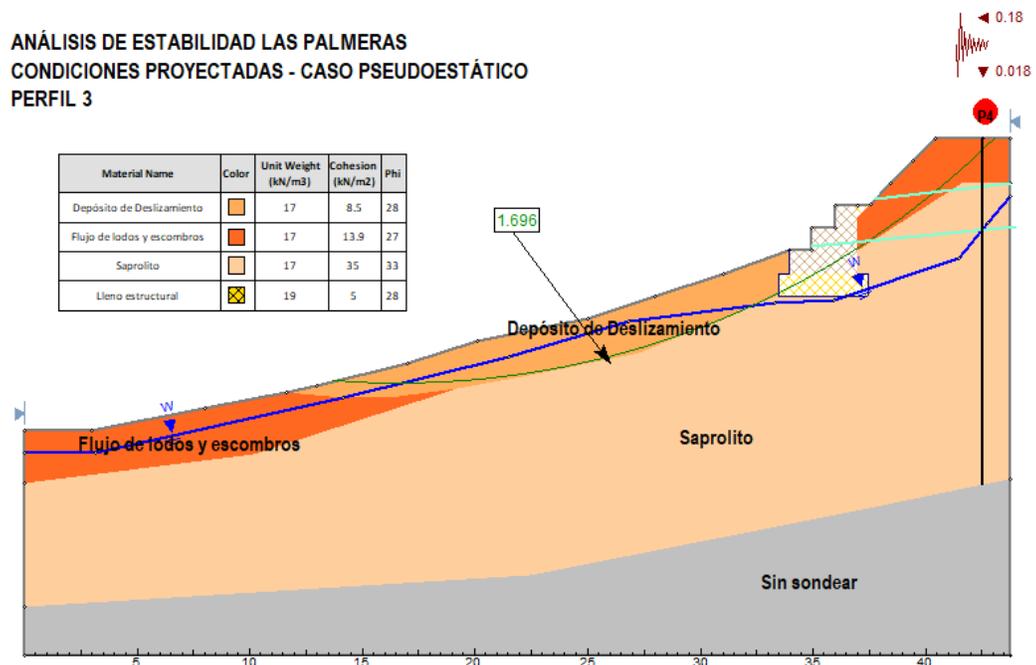
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LAS PALMERAS
CONDICIONES PROYECTADAS - CASO ESTÁTICO
PERFIL 3



Posteriormente se evaluó la estabilidad considerando la acción de fuerzas sísmicas producidas por un evento telúrico, encontrando que el menor factor de seguridad, como en el caso estático, satisface la condición estable con un FS de 1.696.

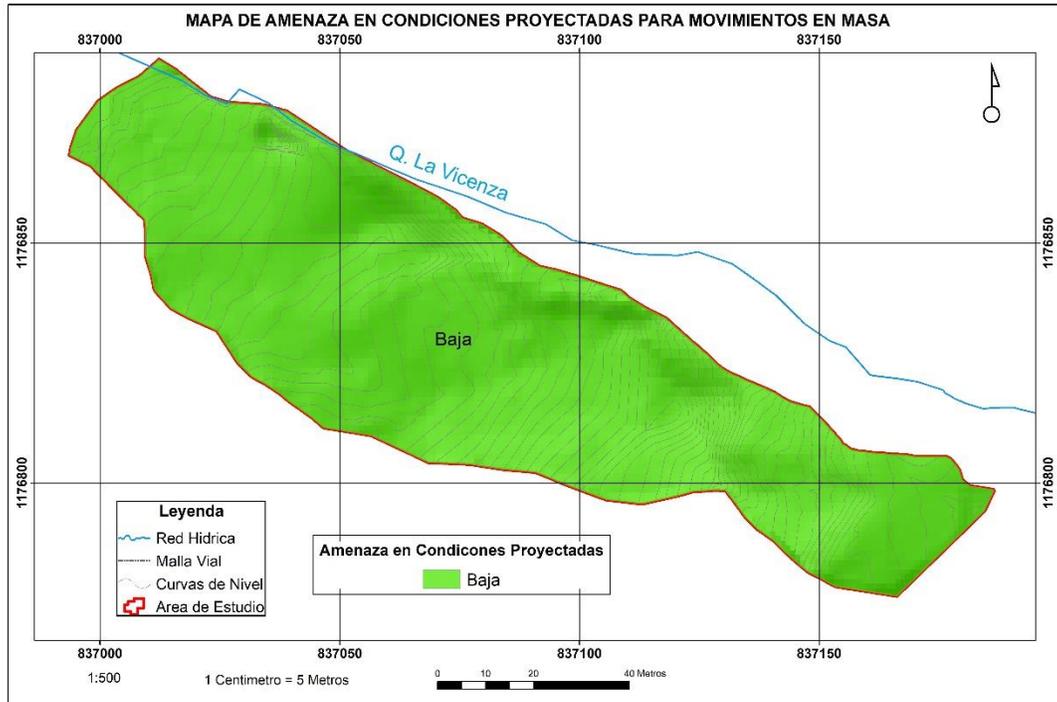
Ilustración 44. Análisis de estabilidad Perfil 3 – Condiciones proyectadas, sismo

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LAS PALMERAS
CONDICIONES PROYECTADAS - CASO PSEUDOESTÁTICO
PERFIL 3



Una vez ejecutadas las obras proyectadas se espera que el nivel de amenaza del área de estudio disminuya, obteniendo una zona con amenaza baja por movimientos en masa en toda el área de estudio (Ilustración 45).

Ilustración 45. Mapa de amenaza por movimientos en masa en condiciones proyectadas



5.2 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

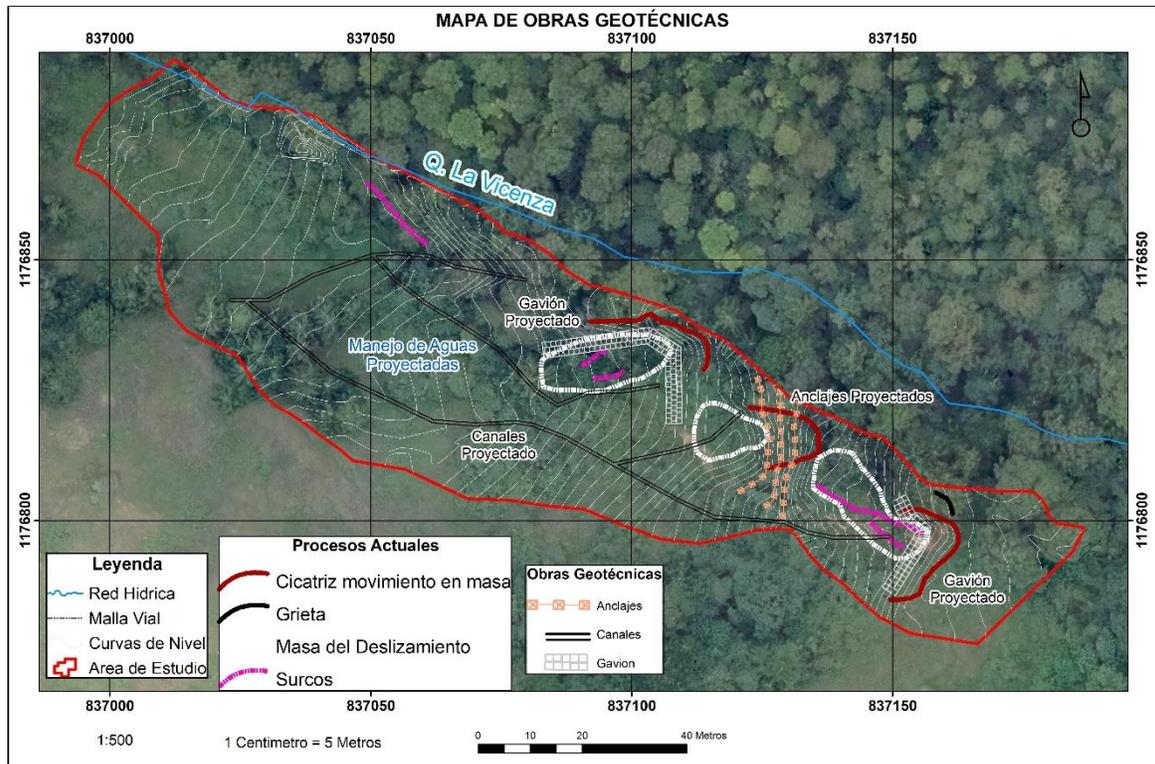
A continuación se presentan las consideraciones geotécnicas para el diseño estructural de las obras de contención proyectadas (Anexo 3; Ilustración 46).

Para la zona del perfil 1, se proyecta como medida de estabilización la construcción de un muro en Gaviones con una altura de aproximadamente 3.0 m apoyado en la zona media alta del perfil para atender los movimientos asociados a los procesos identificados allí y una perfilación del terreno con una pendiente 2:1 en dicho sector. Adicionalmente se propone la construcción de filtros y drenes sobre las paredes de los taludes, estos últimos tendrá una longitud de 15 m y una inclinación de 6° buscando abatir el nivel freático. Es importante para garantizar la estabilidad de la zona, la implementación de este tipo de obras y el correcto funcionamiento en el largo plazo por lo que deberá realizarse mantenimientos periódicos y verificaciones continuas de su buen estado y funcionalidad.

Para el sector medio (Perfil 2), teniendo en cuenta las condiciones de espacio, altura del talud, tipo de material se propone la construcción de un sistema anclado compuesto por

anclajes activos que permitan confinar los materiales potencialmente inestables. Esta solución permitirá incrementar el factor de seguridad a valores iguales o superiores a los exigidos por la normatividad (NSR10).

Ilustración 46. Localización zona de intervención La Palmera



La propuesta de estabilización incluye la construcción de un sistema de anclajes ubicados en la parte media superior del talud o escarpe, espaciados cada 2.50 metros entre centros, en ambas direcciones. Los anclajes tendrán una longitud total de 18 metros, de los cuales 11.0 metros serán de bulbo y 7 metros de longitud libre. Los anclajes de esta propuesta tendrán una capacidad de 30 ton, para lo cual se propone utilizar 3 cables de 1/2", que se instalarán en un orificio de diámetro no menor de 4 pulgadas con los aditamentos requeridos para realizar una inyección a presión tipo IRS de lechada a no menos de 350 psi, con una relación de agua: cemento de 0.5. Las perforaciones se harán con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal. La disposición de los anclajes se hará en formación tres bolillo", contemplando también un adecuado manejo de las aguas en el terreno construyendo drenes en la cara del talud que permitan abatir el nivel freático cuya longitud será de alrededor de 10 m.

Para el perfil 3, de acuerdo con los resultados de estabilidad en condiciones actuales y la actividad del proceso que se localiza en la parte superior del perfil, se evidencia la necesidad de obras que estabilicen este sector. Para esto, se proyecta la construcción de una estructura de contención conformada por un muro en gaviones con una altura de

aproximadamente 3.0 m que abarque toda la zona que actualmente se encuentra susceptible a la falla total complementándose con drenes en la cara del talud que abatan el nivel freático.

5.3 DISEÑO DE ANCLAJES

Para el predimensionamiento de los anclajes activos se realizan estimaciones de los empujes que soportarán las estructuras ancladas y con base en dichos esfuerzos se realiza la distribución de las líneas necesarias de anclajes, utilizando la siguiente formulación:

$$Fht = Pd Sh Fs$$

Donde Fht = fuerza requerida por los anclajes

Pd= empujes sobre la pantalla

Sh = espaciamiento horizontal

Fs: factor de seguridad

El empuje sobre la pantalla (Pd) se calculó utilizando la formulación para empujes activos: $0.5 \cdot K_a \gamma h^2$ donde h es la altura del talud a contener (11.5 m). La fuerza requerida (Fht) involucra la magnitud anterior y el espaciamiento horizontal propuesto. Posteriormente se calcula la tensión requerida en el anclaje que tiene en cuenta el valor Fht, la inclinación del anclaje y el espaciamiento vertical del mismo.

Teniendo en cuenta que un torón de $\frac{1}{2}$ tiene un límite elástico de 1700 MPa y que la tensión máxima que soporta este cable ($F_{ensayo\ max}$) = $0.9 \cdot \sigma_e \cdot S_a$, se tiene que $F_{ens\ max} = 194$ KN con $S_a = 127\ mm^2$.

Para determinar la tensión admisible del cable se divide el valor $F_{ens\ max}$ entre el factor de seguridad utilizado para anclajes activos (1.75), obteniendo una tensión admisible o de trabajo de 111 KN. Este valor de tensión admisible por torón se refinó a 100 KN (10 ton) para asumir un mayor factor de seguridad, lo cual se corroboró en el análisis global mediante el software Slide V6.005.

Los valores anteriores se tomaron del documento "Anclajes: funcionamiento y diseño elaborado por el ingeniero Pedro Salvá M de la firma Vieco Ingeniería de suelos, presentado en el Curso taller de obras de contención, Medellín, agosto de 2002, los cuales se muestran en las tablas siguientes.

Tabla 10. Fuerzas a considerar en anclajes, donde σ_e límite elástico del acero, y S_a sección de acero (tomada Anclajes: funcionamiento y diseño, Pedro Salvá M)

$F_{\text{ensayo máx.}} = 0.9 \sigma_e S_a$
$F_{\text{trabajo permanente}} = F_{\text{ensayo máx.}} / 1.75$
$F_{\text{trabajo temporal}} = F_{\text{ensayo máx.}} / 1.50$

Tabla 11. Capacidad de carga de diferentes tipos de anclajes (tomada Anclajes: funcionamiento y diseño. Pedro Salvá M)

Tipo de refuerzo	Límite elástico, MPa	Módulo elástico, MPa	Diámetro, mm	Sección, mm ²	F ens, kN	Ft prov, kN	Ft perm, kN
cable	1,700	197,500	12.7 (1/2")	127	194	129	111
cable	1,700	197,500	15.2 (5/8")	181	278	185	159
barra	422	200,000	25 (1")	507	192	128	110
barra c/rosca Witworth	422	200,000	25 (1")	319	121	81	69
barra	422	200,000	31 (1 1/4")	765	290	194	166
barra c/rosca Witworth	422	200,000	33 (1 1/4")	589	224	149	128

Obtenido el número de líneas requerida para lograr la estabilidad, se diseña el anclaje utilizando la metodología de Bustamante and Doix (1985) que considera:

$$TL = p \cdot DS \cdot LS \cdot qS$$

TL: capacidad del bulbo

P: perímetro

Ds: diámetro expandido

Ls: longitud de bulbo

qs: resistencia del bulbo

Para la estimación de la resistencia del bulbo (qs) se utilizó información bibliográfica extraída del documento Ground anchors and anchored systems de la FHA de junio de 1999 que recomienda utilizar la siguiente tabla:

Table 7. Presumptive average ultimate bond stress for ground/grout interface along anchor bond zone (after PTI, 1996).

Rock		Cohesive Soil		Cohesionless Soil	
Rock type	Average ultimate bond stress (MPa)	Anchor type	Average ultimate bond stress (MPa)	Anchor type	Average ultimate bond stress (MPa)
Granite and basalt	1.7 - 3.1	Gravity-grouted anchors (straight shaft)	0.03 - 0.07	Gravity-grouted anchors (straight shaft)	0.07 - 0.14
Dolomitic limestone	1.4 - 2.1	Pressure-grouted anchors (straight shaft)		Pressure-grouted anchors (straight shaft)	
Soft limestone	1.0 - 1.4	• Soft silty clay	0.03 - 0.07	• Fine-med. sand, med. dense – dense	0.08 - 0.38
Slates and hard shales	0.8 - 1.4	• Silty clay	0.03 - 0.07	• Med.–coarse sand (w/gravel), med. dense	0.11 - 0.66
Soft shales	0.2 - 0.8	• Stiff clay, med. to high plasticity	0.03 - 0.10	• Med.–coarse sand (w/gravel), dense - very dense	0.25 - 0.97
Sandstones	0.8 - 1.7	• Very stiff clay, med. to high plasticity	0.07 - 0.17	• Silty sands	0.17 - 0.41
Weathered Sandstones	0.7 - 0.8	• Stiff clay, med. plasticity	0.10 - 0.25	• Dense glacial till	0.30 - 0.52
Chalk	0.2 - 1.1	• Very stiff clay, med. plasticity	0.14 - 0.35	• Sandy gravel, med. dense-dense	0.21 - 1.38
Weathered Marl	0.15 - 0.25	• Very stiff sandy silt, med. plasticity	0.28 - 0.38	• Sandy gravel, dense-very dense	0.28 - 1.38
Concrete	1.4 - 2.8				

En la tabla siguiente se muestran los valores utilizados para el análisis y los resultados obtenidos.

Tabla 12. Dimensionamiento de los anclajes activos

DISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE										
Memorias de Cálculo										
Proyecto: Estudio Estabilidad parque Palmera										
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	ML	Sobrecarga	Q (Kpa)=	0	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2.5	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo
	γ (KN/m3) =	17		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2.5		
	C (KPa)=	35	Talud:	α ° =	30		No. Anclajes=	4	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).
	Φ ° =	33					Inclinación (°):	15		
Estrato inestable	Φ ° =	27	γ (KN/m3) =	17						
Fuerza Estabilizadora					Dimensionamiento del Bulbo					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)	Dp (mm):	100	N=	>20		
16	0.38	378	567	1418.25	Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Limo		
					PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	90		
					α=	1.5	F.S.	1.5		
					Vi=	2 Vt				
Dimensionamiento del Acero					Dimensionamiento de la Piel					
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable			Pi > PL					
	Sa (mm2)=	127			Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	LL (m)
	Φ (pulgadas)=	0.5			0.15	60	28.3	13.0	367.1	5.0
σE (Mpa)	σensayo (Mpa)	σdiseño (Mpa)			Dimensionamiento de la Piel					
1700	1530	874.2857			Se recomienda Lanzado en concreto sobre malla electrosoldada sobre la cara del talud.					
Dimensionamiento de Tensores										
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	12.7	Treqanclaje (KN)	367.0701107						
	Sección del cable (Sa) (mm2)	127								
Tensayomáx(KN)	T diseño(KN)	No. Cables								
194.31	111.03	3.3								

5.4 RECOMENDACIONES PARTICULARES CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES

En el presente documento se describe el procedimiento correspondiente a la construcción y tensionamiento de anclajes.

- Para el caso de anclajes activos verificar, si se realizara con cable o perno, diámetro de los torones y número de torones, longitud libre, longitud del bulbo, diámetro de perforación, presión de inyección y tipo de inyección (IRS en este planteamiento), relación agua/cemento. Verificar además en los planos dimensiones del dado y platina.
- Verificar en campo si la conformación de los taludes se realizó conforme a los diseños.
- Posteriormente la comisión de topografía debe ubicar y marcar en campo los sitios donde se realizarán cada uno de los anclajes de acuerdo a diseños.
- Inicialmente se realiza la perforación con el diámetro de acuerdo a diseños, si la perforación se realiza en suelo residual se utiliza broca tipo Mano de Ángel, en el caso de presencia de fragmentos de roca tricono o martillo de fondo y en el caso de roca martillo de fondo.
- Si la perforación es inestable se realiza revestimiento hasta donde se encuentre zona estable.
- Se realiza el armado del anclaje uniendo en toda su longitud los torones y la tubería de inyección. La tubería de inyección se ubica en el centro y los torones la rodean, los torones van aislados con separadores y los separadores cuentan con un orificio central por donde va la tubería de inyección.
- La tubería de inyección es tubería de PVC presión de 1" y se perfora cada 25 o 30 cm para permitir la salida de la lechada a presión, El perímetro perforado se cubre con manguitos de caucho (puede ser neumático rin 24). Los manguitos se sellan con cinta aislante en toda su longitud y en los extremos con cinta transparente. La actividad descrita se realiza solo a lo largo del bulbo.
- La longitud libre se engrasa y va recubierta con manguera negra.
- Posteriormente se instala el anclaje armado en la perforación y se procede al llenado del barreno (hueco) con lechada, el llenado termina cuando la lechada sale al talud por la boca del barreno o perforación. El llenado se realiza por gravedad o con una presión mínima por la tubería de inyección.
- Terminado el llenado se procede a lavar la tubería de inyección y se esperan 12 horas para realizar la inyección.
- La inyección definida es IRS (repetitiva y selectiva) según diseños.
- La inyección IRS se introduce por la tubería de inyección una tubería galvanizada (flauta) por medio de la cual se inyecta la lechada, la flauta va conectada a manguera y la manguera va hasta la motobomba de lodos.
- La motobomba de lodos debe contar con manómetro con el fin de controlar la presión de inyección.
- La flauta se lleva hasta el fondo y se inyecta metro a metro obturando cada metro hasta donde termine el bulbo según diseños. Al final se lava la tubería de inyección.
- Finalmente se realiza la construcción del dado con las dimensiones de acuerdo a los

diseños. Se debe verificar que el anclaje quede localizado en el centro del dado. Se debe tener la precaución que el anclaje no entre en contacto con el concreto. Se debe proteger la longitud libre mínimo 30 cm por fuera del dado.

5.5 PROCEDIMIENTO PARA EL TENSIONAMIENTO DE ANCLAJES

Postensado o tensionamiento

- Proceso en el que se tensionan los torones de un anclaje. Como su nombre lo indica este proceso se realiza después del fraguado y cuando el concreto del dado y la lechada tengan resistencia suficiente. Con este proceso se introducen fuerzas de tensión a los torones. Para esto se requieren diferentes clases de equipos o gatos hidráulicos dependiendo de la cantidad de torones del cable y si el proceso será multitorón o monotorón.



Ilustración 47. Equipo empleado en tensionamiento de anclajes

- Es necesario tener un formato en campo con el fin de registrar en este los datos de campo obtenidos durante la ejecución del tensionamiento, el formato debe contener la siguiente información:
- Fuerza en el gato que se debe aplicar a cada torón, (tf) y presión que debe marcar el manómetro de la bomba (bares o PSI) para alcanzar esta fuerza.
- Elongación real o teórica de cada cable o torón con su correspondiente tolerancia.
- Obra, tipo de torón, equipo de tensionamiento, bomba hidráulica, certificado de calibración, resistencia mínima del concreto y fecha.
- Se limpian los restos de concreto y oxido que tengan los torones con un cepillo de alambre, se cortan las puntas de las mangueras que interfieran con los elementos a instalar (placas cuñas). Se abren los torones.
- Se coloca en cada anclaje una platina, posteriormente se coloca en cada punta de torón una cuña de anclaje y con un buje se empuja hasta acomodarla en el hueco de la platina

de anclaje. Las platinas de anclaje solo se colocan antes de tensionar para evitar su oxidación.

- El operador con ayudantes introduce el gato en los torones hasta apoyarlo en la platina de anclaje. Acciona el botón "tensionar" (SP)
- Hasta ajustarla sobre la platina. Se revisa que el gato no este rosando con la estructura ni que la platina esté descentrada.

Gato multitoron

- Luego de ajustar el gato se toma una lectura inicial de abertura del embolo, luego se procede a realizar el postensado subiendo la carga por intervalos de 25% de la carga hasta llegar al valor deseado. En cada intervalo de carga se mide cuanto se ha desplazado el embolo y esta medida es registrada en el formato. Finalmente, si el recorrido del gato no es suficiente para la elongación total estimada, se interrumpe el proceso cuando la apertura del gato este llegando a 20 cm, luego se clavan las cuñas y se registra la presión alcanzada; acto seguido se recupera el gato. Luego con el gato recuperado se procede a "tensionar".
- Nuevamente llevando el manómetro directamente a la carga donde se hizo la interrupción. En este punto se toma la abertura del embolo del gato y este valor se registra como el inicio de esta segunda etapa de operación.
- Cuando se llega a la carga final, después de tomar el registro de abertura, se procede a clavar las cuñas y a recuperar el gato. Para esto se usa el dispositivo clavador de cuñas del gato, en caso de que este lo haga por retrocesos, se debe sacar el embolo una longitud adicional de 6 mm, ya que se considera que esta es la longitud que se pierde por el ajuste de las mismas. Esta sobrecarga adicional se registra en el formato como carga de bloqueo.
- La elongación final será la resultante de restar la final menos la inicial.
- Como medida adicional es importante que antes de comenzar el postensado se marquen algunos torones a una medida estándar desde la cara de la platina y luego de finalizado el proceso se verifique esta medida. La elongación obtenida de esta forma comparada con la obtenida por la apertura del embolo del gato (descrita anteriormente) debe ser similar, en caso contrario se deberá revisar si la carga de bloqueo no es suficiente y si por el contrario se puede reducir.

Gato monotoron

- Para este es necesario marcar los torones a una medida estándar antes de introducir el gato. Luego se introduce, se ajusta y se procede a tensionar. El gato mediante el sistema hidráulico agarra el torón y empieza el recorrido hasta llegar bien sea hasta el tope cuando la elongación es mayor que el recorrido o hasta alcanzarla cuando es menor. Después se procede a clavar la cuña y luego a destensionar.
- Cuando la elongación es mayor que el recorrido se repite el proceso hasta llegar a la elongación y presión calculadas. El mismo proceso se repite con todos los demás torones en forma alternada.

- Para ambos tipos de equipos, si las elongaciones obtenidas coinciden con las teóricas se continúa exitoso el procedimiento. Si no se cumple esto, es necesario analizar y llegado el momento se puede retensar los torones con elongaciones bajas con la misma carga o aun aumentándola, pero sin sobrepasar el 80% de la carga de rotura del torón (para torón de 0.5" (1/2) 15.2 ton, para torón de 0.6" (5/8) 2106 ton.

Pruebas de carga

- Los anclajes se ensayan aleatoriamente, al momento del tensionamiento a 1.25 veces la tensión de diseño, mediante al uso de gato multitorón para anclajes de más de 4 torones y monotorón para anclajes de menos de 4 torones. Al inicio del tensionamiento se procederá a igualar la posición y longitud de los cables en la parte viva con el gato, cuñándolos provisionalmente con una precarga inicial de 2 toneladas por torón. A continuación, se instala el gato y se lleva la carga a 125% de la carga de trabajo manteniéndola al menos por un minuto. Si la aguja del manómetro se mantiene absolutamente quieta y el alargamiento corresponde a los límites de fabricación del cable, el anclaje supera la prueba. De no ser así, el anclaje debe ser nuevamente inyectado. Una vez aprobado el ensayo por el interventor, se descargará y se procederá al tensionamiento definitivo. Se debe tener en cuenta que todos los anclajes que sean sometidos a las pruebas se deben relajar nuevamente y llevar hasta el 80% de la fuerza máxima, y verificando el alargamiento de los cables recomendado en el diseño.

5.6 OTRAS RECOMENDACIONES

- El cambio en las restricciones de uso del suelo para el polígono en estudio, están sujetas a la ejecución de las obras planteadas y su monitoreo, hasta que se garantice la estabilidad de la zona.
- Para el inclinómetro de 15 metros instalado en el sitio de la perforación 1, se recomienda tener en cuenta lo siguiente:
 - ✓ El tubo se ubicó de tal manera que un par de ranuras se encuentren alineadas en la dirección anticipada del movimiento. La ranura que se encuentra, en dirección ladera abajo, se marca como A0 y la ranura opuesta, se marca como A180. Las otras dos ranuras se marcan como B0 y B180.

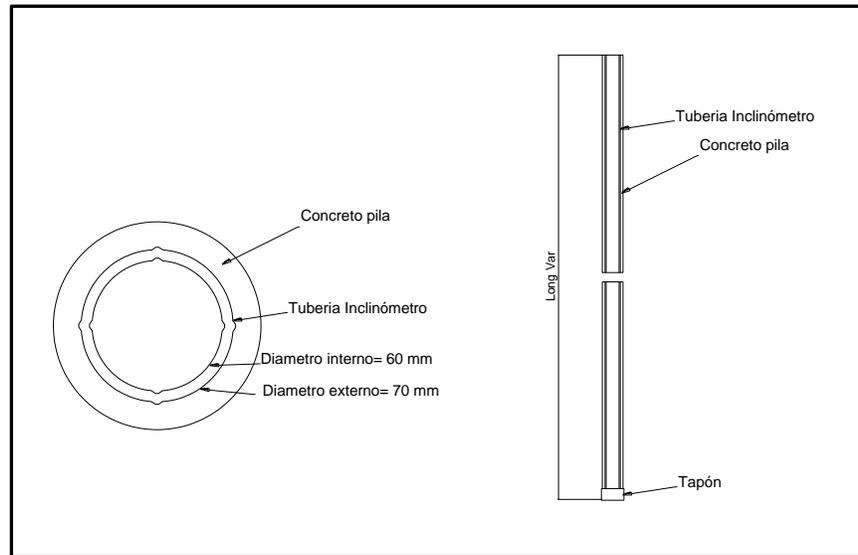


Ilustración 48. Detalle de inclinómetro

- ✓ Se realizó además, el 29 de agosto de 2019 la lectura de inicio o lectura base y a partir de esta lectura se recomienda realizar lecturas mensuales durante un año (Anexo 4). Dado que en el momento de instalación del inclinómetro no se habían construido las obras recomendadas, en caso de falla del inclinómetro antes de la ejecución de las mismas, deberá instalarse otro con el fin de conocer las deformaciones posteriores a la intervención.
- Una vez construidas las obras, se propone instalar un inclinómetro por cada perfil evaluado, es decir se recomienda la instalación de 2 inclinómetros adicionales que se podrán ubicar en la parte superior de cada obra proyectada. La longitud de los inclinómetros será de mínimo 15 metros en el sector de los muros en gavión y de 20 metros en el sector de los anclajes.

6 CONCLUSIONES

- Las unidades geológicas que afloran en la zona del proyecto corresponden a depósitos de flujos de lodos y escombros y depósitos de deslizamientos caracterizados por los mismos materiales del área fuente (flujos de lodos y escombros).
- Geomorfológicamente se caracteriza por un conjunto de laderas irregulares, generalmente cortas, con pendientes entre muy inclinadas y muy abruptas. En cuanto a los procesos morfodinámicos se identifican coronas de deslizamientos activos, además de otros rasgos indicativos de actividad como grietas, surcos, desniveles topográficos y zonas en contrapendiente.

- El perfil estratigráfico generalizado para la zona muestra que superficialmente se presentan flujos de lodos y escombros que cubren todo el sector y de manera puntual algunos depósitos de deslizamientos, que en general reposan sobre el saprolito de la unidad litológica conocida como Metagabro del Picacho, en su facie anfibolita.
- Los análisis de estabilidad arrojan factores de seguridad por debajo de los mínimos recomendados en su mayoría alrededor de 1.0, indicando un estado de alta susceptibilidad a la falla total, observando en este momento evidencia de movimientos recientes. Por lo anterior se hace necesario ejecutar obras de estabilización que permitan una mejora en los factores de seguridad y garanticen en el corto y largo plazo la estabilidad de las laderas.
- De acuerdo a los análisis se tiene que implementando obras como anclajes, estructuras de contención como muro en gaviones y obras para el manejo del agua como drenes, filtros y cunetas se mejoran las condiciones de estabilidad y se satisfacen los factores de seguridad mínimos establecidos en la norma.
- Para el perfil 1, correspondiente al perfil evaluado situado en la parte alta se requiere la construcción de un muro en gavión con un altura de aproximadamente 3 m hacia la parte media alta y se alcanza a visualizar una de las línea de anclajes propuestas para el proceso abarcado en mayor detalle en el perfil 2, dichos anclajes deberán tener una longitud mínima de 18.0 m logrando atravesar las superficies de falla por debajo de 1.5.
- Para el perfil 3 se propone como en el caso del Perfil 1 la construcción de un muro en Gaviones en la parte alta que contendrá el movimiento que actualmente se presenta en este punto. Dicha obra de estabilización deberá complementarse con drenes en la cara del talud (entre el gavión) con una longitud mínima de 15 m y una inclinación de 6°.
- En campo se identificaron algunos materiales correspondientes a depósitos de deslizamiento cuyos espesores se estimaron de acuerdo a la información proporcionada por los sondeos, la configuración topográfica y lo visualizado en campo, por lo que es posible que durante la construcción varíen los espesores inicialmente planteados, se propone que para la implantación de los gaviones se haga un reemplazo con un espesor de 1.0 lleno y que sirva de suelo de fundación para estas estructuras. El material de remplazo sobre el que se apoyará la cimentación deberá ajustarse a cualquiera de las franjas granulométricas que se presentan en la tabla siguiente:

TAMIZ		PORCENTAJE QUE PASA	
Normal	Alternativo	BG-1	BG-2
37.5 mm	1 1/2"	100	-
25.0 mm	1	70-100	100
19.0 mm	3/4"	60-90	70-100
9.5 mm	3/8"	45-75	50-80
4.75 mm	No.4	30-60	35-65
2.0 mm	No.10	20-45	20-45
425 mm	No.40	10-30	10-30
75 mm	No.200	5-15	5-15

En caso de que sea necesario humedecer o airear el material para lograr la humedad de compactación, el Constructor empleará el equipo adecuado y aprobado, de manera que no perjudique a la capa subyacente y deje una humedad uniforme en el material.

La base granular se colocará en capas no mayores de 20 cm antes de la compactación y se compactará con equipos mecánicos para garantizar una densidad seca máxima de 100% de la densidad máxima obtenida en el ensayo de proctor modificado.

Cuando se alcance el espesor de 30 cm de base granular compactada se deberá revisar la densidad alcanzada mediante ensayos de campo con cono y arena o densímetro nuclear.

- Tras la implantación de las obras de estabilización y sistema de manejo de aguas se logra que el terreno se comporte de manera estable.
- Los análisis de estabilidad considerando un aumento del nivel freático se presentaron para las condiciones actuales pero su finalidad aplica de igual forma para las condiciones proyectadas y corresponde a la importancia de mantener un adecuado sistema de manejo y control de las aguas superficiales y subsuperficiales, pues los resultados arrojados bajo este supuesto muestran cómo se reducen los factores de seguridad respecto a las condiciones freáticas iniciales y como mejora la estabilidad cuándo se abate el nivel freático con drenes y filtros. Es importante para conservar esta condición que las obras que se implementen mantengan su funcionalidad en el largo plazo y que se haga una revisión y mantenimiento constante y periódico de su buen estado y servicio.
- En la siguiente tabla se muestra el resumen, los factores de seguridad determinísticos resultantes para cada caso producto del análisis de estabilidad, observando la diferencia entre los modelos cuando se somete al terreno a aumentos del nivel freático.

Tabla 13. Factores de seguridad - Análisis de estabilidad condiciones actuales.

Factor de seguridad (GLE/Morgenster-Price)	Estático	Pseudo estático (Sismo)	Aumento del nivel freático
Perfil 1	1.204	0.755	1.135
Perfil 2	1.029	0.751	0.716
Perfil 3	1.445	1.033	1.441

Tabla 14. Factores de seguridad - Análisis de estabilidad condiciones proyectadas.

Factor de seguridad (GLE/Morgenster-Price)	Estático	Pseudo estático (Sismo)
Perfil 1	1.792	1.136
Perfil 2	1.822	1.263
Perfil 3	2.618	1696

- En la cartografía del POT de Medellín se identifica un área catalogada como amenaza alta en el sector occidental del área de estudio, sin embargo, a partir de los recorridos de campo y análisis desarrollados en este trabajo, se considera que no hay características evidentes que permitan definir esta categoría de amenaza, pues los estudios muestran que esta zona no sería afectada por una posible masa que se desplace desde la parte alta de la ladera y por la condición topográfica no es muy posible que se genere un movimiento en masa que involucre una zona de despegue con escarpe y demás características de los deslizamientos. Sin embargo es una zona ondulada e irregular similar a las laderas circunvecinas donde se presentan algunas afectaciones, por lo que se recomienda no realizar banqueos, ni cortes al terreno, ni instalar obras de gran envergadura, además que es un sector que por las condiciones de los materiales que lo conforman y la cantidad de agua de la ladera debe ser manejada con cuidado.

7 LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este documento se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en los capítulos respectivos y en la experiencia de los profesionales que participaron en el estudio. Las investigaciones programadas, así como los alcances y conclusiones consignadas en el presente informe, se ajustan solo a las características del proyecto en mención.

8 BIBLIOGRAFÍA

- ACUERDO METROPOLITANO 09/2012. Directrices y lineamientos para la elaboración de estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera. Universidad Nacional de Colombia, Universidad EAFIT y Universidad de Medellín, Medellín.
- ALCALDIA DE MEDELLÍN. 2014. Revisión y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial de Medellín, Acuerdo 048 de 2014
- ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ – AMVA. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado.
- BENJAMIN, J. R. 1970. Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil. Bogotá: McGraw-Hill.
- BOWLES, J. E. 1998. Foundation Analysis and Design. 4ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math.
- CORREA, A.; MARTENS, U.; RESTREPO, J.J.; ORDÓÑEZ-CARMONA, O.; PIMENTEL, M. 2005. Subdivisión de las metamorfitas básicas de los alrededores de Medellín – cordillera Central de Colombia. Rev. Acad. Colomb. Cienc.29 (112): 325 – 344.
- IDAHO STATE UNIVERSITY. 2009. MapWindow 4.7. Geospatial Software Lab.
- INGEOMINAS, (2005). Mapa Geológico Plancha 147 Medellín Oriental, escala 1:50.000, memoria explicativa. Ingeominas 314p.
- DAP (Departamento Administrativo de Planeación), DAGRD, EAFIT. 2019. "Definición y manejo de las áreas de amenaza y riesgo por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales producto de los estudios de riesgo de detalle". Informe interno.
- GUIMARÃES, M. 2015. Avaliação Quantitativa da Vulnerabilidade de Edificações Associada a Processos de Deslizamentos de Encostas; Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 113/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.
- NSR-10, Resistente, R. C. D. C. S. 2010. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Bogotá.