

EMPRESA DE DESARROLLO URBANO –EDU–

PARQUE POPULAR

**ESTUDIO DE SUELOS Y EVALUACIÓN DE AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN
MASA PARA LOS PARQUES PRIORIZADOS DEL RESTO DE LA CIUDAD, EN
EL MUNICIPIO DE MEDELLÍN– DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA**



Objeto

Estudio de suelos y evaluación de amenazas por movimientos en masa para los parques priorizados del resto de la ciudad, en el municipio de Medellín – Departamento de Antioquia.

**Elaborado por:
Alfa y Omega Ingenieros S.A.S.**

Rionegro, noviembre de 2018

CUADRO PARA EL CONTROL DE CAMBIOS

VERSIÓN:		11
FECHA REVISIÓN:		28 DE NOVIEMBRE DEL 2018
DESCRIPCIÓN FINAL:		ENTREGA FINAL
REALIZADO POR:	REVISADO POR:	APROBADO POR:
Luis Guillermo Hincapié Uribe	Nelson Gaona Losada	Mario Augusto Flórez Arroyave

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE TABLAS	V
LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE ANEXOS	IX
INTRODUCCIÓN	10
1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
1.1. CARACTERIZACIÓN SOCIOECONÓMICA Y USOS DEL SUELO.....	12
1.2. DESCRIPCIÓN	14
1.4. METODOLOGÍA	17
2. REVISIÓN DETALLADA DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA EXISTENTE	18
3. DEFINICIÓN DE LA UMI	19
4. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.....	21
4.1. MARCO GEOLÓGICO REGIONAL.....	21
4.2. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL.....	26
4.3. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y SÍSMICAS	29
4.4. GEOLOGÍA LOCAL	29
4.5. GEOMORFOLOGÍA LOCAL Y PROCESOS MORFODINÁMICOS.....	34
4.6. PROCESOS MORFODINÁMICOS	36
4.7. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.....	39
4.8. HIDROGEOLOGÍA	41
4.9. MORFOMETRÍA	41
5. INVESTIGACIÓN DE CAMPO	44
6. INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO.....	47
6.1. PROPIEDADES ÍNDICE Y FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS.....	48
6.2. PARÁMETROS DEL SUELO	54
6.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN SUELOS.....	55
6.4. ENSAYO DE CORTE DIRECTO CU Y CD	57
6.5. MÉTODO DE ÁLVARO J. GONZÁLEZ G.	61
6.6. CORRELACIÓN DE RESISTENCIA ÚLTIMA CON N DE ENSAYO SPT.....	63
6.7. CORRELACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO CON EL VALOR DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD	64
6.8. PARÁMETROS DE DISEÑO	66
6.9. DISEÑO SISMO RESISTENTE	68
6.10. NIVEL FREÁTICO	68

6.11.	SECCIONES GEOTECNICAS.....	69
7.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	74
7.1.	ANALISIS DE SENSIBILIDAD DE FACTOR DE SEGURIDAD	74
7.2.	ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD Y PROBABILIDAD DE FALLA	76
8.	ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA.....	93
8.1.	AMENAZA POR INESTABILIDAD	93
8.2.	AMENAZA POR DISTANCIA DE VIAJE O RUN OUT.....	97
8.3.	AMENAZA TOTAL	98
9.	DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD.....	103
9.1.	CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS	104
9.2.	INTENSIDAD DEL EVENTO.....	107
9.3.	VALORACIÓN DE LA VULNERABILIDAD.....	109
10.	DETERMINACIÓN DEL RIESGO	110
10.1.	RIESGO SOBRE ESTRUCTURAS y REDES	110
10.2.	RIESGO POR POLÍGONOS.....	112
10.3.	RIESGO PROYECTADO.....	114
11.	ZONIFICACIÓN DE LA APTITUD GEOLÓGICA	116
12.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	118
12.1.	CIMENTACIÓN.....	118
12.2.	EMPUJES DE TIERRA SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	122
12.3.	EXCAVACIONES	127
12.4.	RED DE SERVICIOS PUBLICOS	129
12.5.	DRENAJES	129
13.	LIMITACIONES.....	131
14.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1.	Descripción general de las Formaciones identificados en las perforaciones.	31
Tabla 4.2.	Condiciones topográficas y geomorfológicas.	36
Tabla 4.3.	Rangos para clasificación de pendientes	42
Tabla 5.1.	Relación del programa de exploración ejecutado.	45
Tabla 6.1	Ensayos realizados sobre las muestras seleccionadas en la descripción visual.	47
Tabla 6.2.	Resultados de las propiedades índices para el nivel de suelo identificado.	49
Tabla 6.3.	Parámetros de resistencia del suelo por ensayo de compresión simple en suelo	56
Tabla 6.4.	Parámetros del suelo dados por el ensayo de Corte Directo.	60
Tabla 6.5.	Parámetros de resistencia del suelo.	63
Tabla 6.6.	Valores de q_u a partir de ensayo de SPT.	64
Tabla 6.7.	Valores del ángulo de fricción vs Índice de plasticidad método FHWA.	65
Tabla 6.8.	Resumen de parámetros de resistencia al corte calculados	65
Tabla 6.9.	Parámetros de resistencia al corte del suelo	67
Tabla 6.10.	Parámetros para el diseño sismo resistente.	68
Tabla 6.11.	Relación de nivel Freático con las perforaciones	68
Tabla 7.1.	Rangos de clasificación de factores de seguridad (Decreto 1626 de 2015)	77
Tabla 7.2.	Factores de seguridad mínimos directos.	77
Tabla 7.3.	Desviación estándar de parámetros de resistencia	78
Tabla 7.4.	Datos de análisis probabilístico	79
Tabla 7.5.	Relación de factores de seguridad y probabilidad de falla	90
Tabla 9.1.	Zonas o escenarios de exposición (SGC, 2015)	104
Tabla 9.2.	Regla de decisión para la determinación del riesgo (Tomado y adaptado de SGC, 2015)	109
Tabla 10.1.	Regla de decisión para la determinación del riesgo	110
Tabla 12.1.	Cuadro capacidades de carga cimentación superficial.	119
Tabla 12.2.	Características de suelos adecuados según artículo 220 INVIAS	121
Tabla 12.3.	Asentamientos esperados en losa de cimentación.	121
Tabla 12.4.	Recomendación para taludes de corte y de lleno.	128

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.	Localización del proyecto. Fuente: Ortofoto.	11
Figura 1.2.	Usos generales del suelo, de acuerdo al o establecido en el acuerdo 048 de 2014	13
Figura 1.3.	Sección arquitectónica, vías de acceso, y andenes.	14
Figura 1.4.	Sección arquitectónica, pasillos peatonales y zonas verdes.	15
Figura 1.5.	Sección arquitectónica, canchas deportivas y ampliación de graderías.	15
Figura 1.6.	Obras proyectadas en planta arquitectónica	16
Figura 3.1.	Delimitación de la UMI en estudio	20
Figura 4.1.	Localización de la UMI, sobre el Mapa Geológico de la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá. Consorcio Microzonificación Sísmica 2016.....	23
Figura 4.2.	Localización de la zona de estudio sobre el Mapa Geomorfológico de la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá. Consorcio Microzonificación Sísmica 2016.....	28
Figura 4.3.	Interpretación sección DD, a la altura de afloramiento de Nivel IIA..	32
Figura 4.4.	Mapa de Formaciones Superficiales.	33
Figura 4.5.	Mapa de geomorfología local y procesos morfodinámicos.....	35
Figura 4.6.	Fragmento de fotografía aérea de 1959	37
Figura 4.7.	Fragmento de fotografía aérea de 1976	38
Figura 4.8.	Fragmento de plano 19 G de IDM (1986).....	38
Figura 4.9.	Fragmento de fotografía aérea de 1994	39
Figura 4.10.	Afloramiento de roca en zona de estudio	40
Figura 4.11.	Diagrama de polos de afloramiento estudiado	40
Figura 4.12.	Mapa de pendientes	43
Figura 5.1.	Ubicación exploración	46
Figura 6.1.	Curvas Granulométricas.....	50
Figura 6.2.	Carta de Plasticidad	51
Figura 6.3.	Variación del número de golpes obtenido del ensayo SPT con la profundidad.	52
Figura 6.4.	Variación de la humedad con la profundidad en las perforaciones realizadas	54
Figura 6.5.	Curvas Esfuerzo- Deformación <i>P6-M4</i> , <i>P2-M4</i> y <i>P1-M6</i>	56
Figura 6.6.	Esquema del aparato del corte directo	57
Figura 6.7.	Envolvente de falla típica de Mohr – Coulomb.	58
Figura 6.8.	Grafico Esfuerzo Normal- Esfuerzo Cortante ensayo corte directo CU y CD.	60
Figura 6.9.	Método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ'	63
Figura 6.10.	Ubicación en planta de perfiles geotécnicos	70
Figura 6.11.	Perfil geotécnico de sección 1-1'	71

Figura 6.12.	Perfil geotécnico de sección 2-2'	71
Figura 6.13.	Perfil geotécnico de sección 3-3'	72
Figura 6.14.	Perfil geotécnico de sección 4-4'	72
Figura 6.15.	Perfil geotécnico de sección B-B'	73
Figura 6.16.	Perfil geotécnico de sección C-C'	73
Figura 7.1.	Variación de <i>F.S</i> según combinaciones del ángulo de fricción y la cohesión para el Lleno Heterogeneo.....	75
Figura 7.2.	Variación de <i>F.S</i> según combinaciones del ángulo de fricción y la cohesión para el Flujo de lodos y/o escombros.....	75
Figura 7.3.	Variación de <i>F.S</i> según combinaciones del ángulo de fricción y la cohesión para el Suelo residual horizonte IC.	76
Figura 7.4.	Resultado de análisis estático sección 1-1'	80
Figura 7.5.	Resultado de análisis seudo estático sección 1-1'	80
Figura 7.6.	Resultado de análisis estático estado saturado sección 1-1'	81
Figura 7.7.	Resultado de análisis seudo estático estado saturado sección 1-1'	81
Figura 7.8.	Resultado de análisis estático sección 2-2'	82
Figura 7.9.	Resultado de análisis seudoestático sección 2-2'	82
Figura 7.10.	Resultado de análisis estado saturado estático sección 2-2'	83
Figura 7.11.	Resultado de análisis estado saturado seudoestático sección 2-2'	83
Figura 7.12.	Resultado de análisis estático sección 3-3'	84
Figura 7.13.	Resultado de análisis seudoestático sección 3-3'	84
Figura 7.14.	Resultado de análisis estático sección 4-4'	85
Figura 7.15.	Resultado de análisis seudoestático sección 4-4'	85
Figura 7.16.	Resultado de análisis estático sección B-B'	86
Figura 7.17.	Resultado de análisis estático condición saturada sección B-B'	87
Figura 7.18.	Resultado de análisis seudoestático sección B-B'	87
Figura 7.19.	Resultado de análisis seudoestático condición saturada sección B-B'	88
Figura 7.20.	Resultado de análisis estático sección C-C'	88
Figura 7.21.	Resultado de análisis estático condición saturada sección C-C'	89
Figura 7.22.	Resultado de análisis seudoestático sección C-C'	89
Figura 7.23.	Resultado de análisis seudoestático condición saturada sección C-C'	90
Figura 7.24.	Histograma de factor de seguridad vs frecuencia relativa	91
Figura 8.1.	Categorización del riesgo en la zona de estudio según POT	94
Figura 8.2.	Amenaza por estabilidad en estado estático	96
Figura 8.3.	Amenaza por estabilidad en estado dinámico	99
Figura 8.4.	Amenaza por estabilidad en estado saturado	100
Figura 8.5.	Amenaza por distancia de viaje	101
Figura 8.6.	Amenaza total por movimiento en masa	102
Figura 9.1.	Zonas de exposición de los elementos ante un deslizamiento (SGC, 2015)	104
Figura 10.1.	Mapa de riesgo sobre estructuras	111
Figura 10.2.	Mapa de riesgo actual por polígono	113

Figura 10.3.	Mapa de riesgo proyectado por polígono	115
Figura 11.1.	Mapa de aptitud geológica	117
Figura 12.1.	Pedestales para cimentación de estructuras menores	118
Figura 12.2.	Capacidades de carga de cimentación superficial vs geometría.	119
Figura 12.3.	Asentamientos esperados en losa de cimentación.....	122
Figura 12.4.	Trazado en planta arquitectónica de sección geotécnica 3-3'	123
Figura 12.5.	Muro de contención en sección arquitectónica.....	124
Figura 12.6.	Muro de contención en planta arquitectónica	125
Figura 12.7.	Dimensiones de muro de contención	126
Figura 12.8.	Dimensiones de muro de contención para análisis de estabilidad 126	
Figura 12.9.	Análisis de estabilidad en condición sísmica F.S=2.08	127

LISTA DE ANEXOS

ANEXOS 1	REGISTROS DE PERFORACIÓN	134
ANEXOS 2	DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS RECUPERADAS	135
ANEXOS 3	ENSAYOS DE LABORATORIO	136
ANEXOS 4	ENSAYOS DE LABORATORIO APIQUES	137
ANEXOS 5	PLANOS.....	138
ANEXOS 6	MEMORIAS DE CÁLCULO	139
ANEXOS 7	ARCHIVOS EN GEOSLOPE	140
ANEXOS 8	LÍNEA SISMICA	141
ANEXOS 9	INVENTARIO DE REDES	142

INTRODUCCIÓN

Se realizó el estudio geológico – geotécnico, evaluación de amenazas por movimientos en masa y diseño de estructuras de pavimentos para los parques priorizados del resto de la ciudad. La zona de estudio se ubica en el Barrio Popular II, contiguo a la I.E. Fé y Alegría, perteneciente a la Comuna 1.

La finalidad del estudio es la caracterización de la UMI definida en la zona de estudio, con base en el reconocimiento de las características de la zona, como son las geoformas predominantes, la geología, la hidrología y el levantamiento de los procesos inestables que definen el área. Adicionalmente se ubicarán y predimensionarán geotécnicamente las obras necesarias para que las intervenciones propuestas por el proyecto se puedan desarrollar bajo los parámetros de seguridad requeridos.

En este informe se presentan los resultados del mapeo de campo, una descripción detallada de las investigaciones de campo y laboratorio necesarias para la determinación de las características físicas y mecánicas de los distintos tipos de suelos que conforman el sitio de interés, se presentan y discuten los resultados obtenidos y se dan las conclusiones y recomendaciones pertinentes al tipo de estabilización más adecuado.

1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La zona de estudio se localiza en el barrio Popular 2 entre las calles 120 y 121 y con carrera 42d, contiguo a la I.E. Fe y Alegría Popular 2, en el municipio de Medellín - Departamento de Antioquia (Ver Figura 1.1).

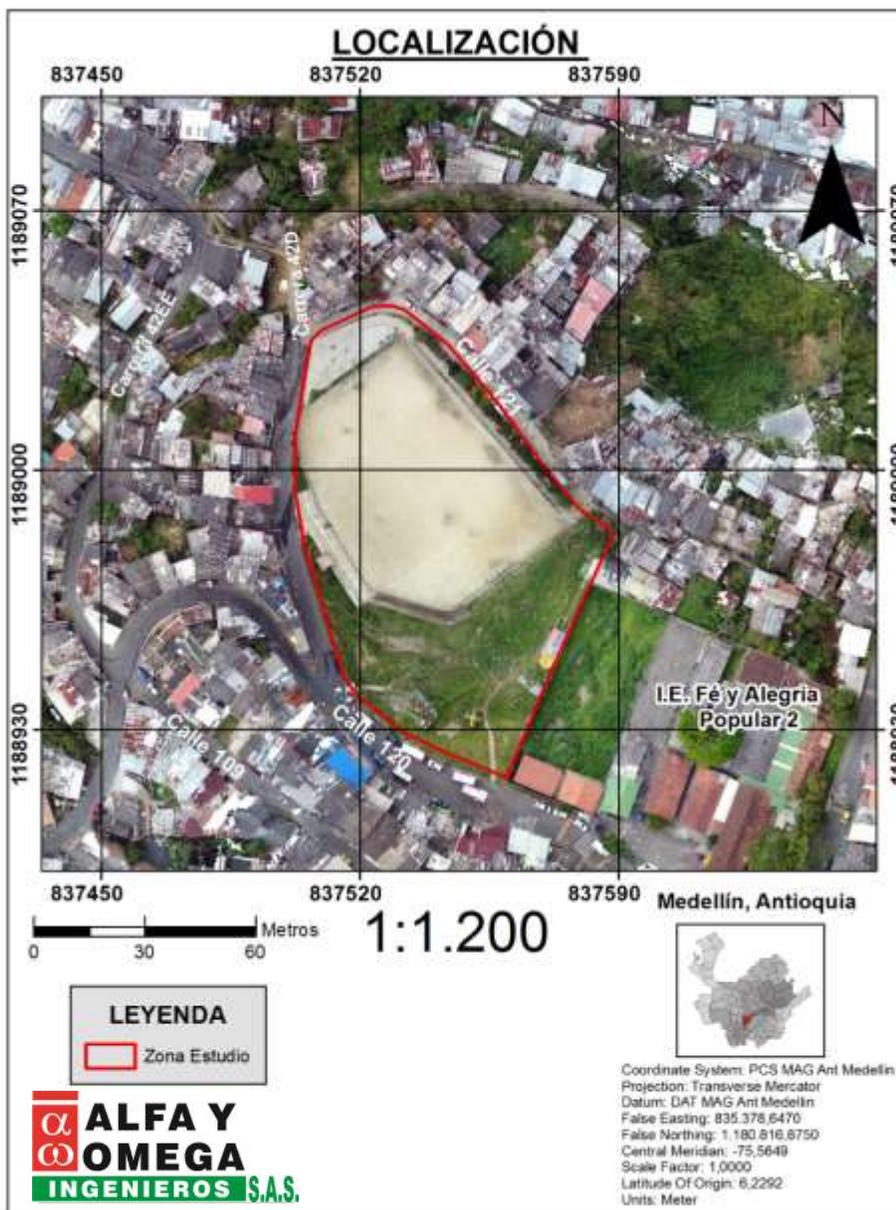


Figura 1.1. Localización del proyecto. Fuente: Ortofoto.

1.1. CARACTERIZACIÓN SOCIOECONÓMICA Y USOS DEL SUELO

La zona de estudios se encuentra en suelo urbano, en la Comuna 1, donde de acuerdo a lo establecido en el acuerdo 048 de 2014 donde los usos se clasifican como de Media mixtura y Predominantemente residencial como se muestra en la Figura 1.2.

La Comuna 1 (Popular) está compuesta por un total de 21 barrios, con una extensión es de 333,04 hectáreas. A nivel demográfico el censo más reciente (DANE 2005), señala que la comuna cuenta con 116,312 habitantes de los cuales 53,534 son hombres y 62,778 son mujeres y con predominio de población bajo los 39 años. Dada la extensión de la comuna esta tiene una densidad poblacional de 334 habitantes/hectárea, siendo una de las mayores del municipio.

Las cifras presentadas por la Encuesta Calidad de Vida (2005) muestran que la totalidad de la comuna es de estrato socioeconómico bajo ya que predomina el estrato 2 (bajo), el cual corresponde al 75.4 % de viviendas, seguido por el estrato 1 (bajo-bajo), que corresponde al 24.6%, sin encontrar con estratos más altos (www.comunapopular.org).

A nivel de infraestructura, la comuna cuenta con pobres vías de comunicación, las carreras principales son sinuosas, estrechas he interrumpidas por las quebradas, y con un alto flujo vehicular y las calles son muy empinadas, algunas solo para tráfico peatonal y desarrolladas con poca planeación, dando lugar a una malla vial caótica. Se resalta la Línea K del Metro (Metrocable), que ha permitido agilizar el transporte público en la zona y promovido el turismo.

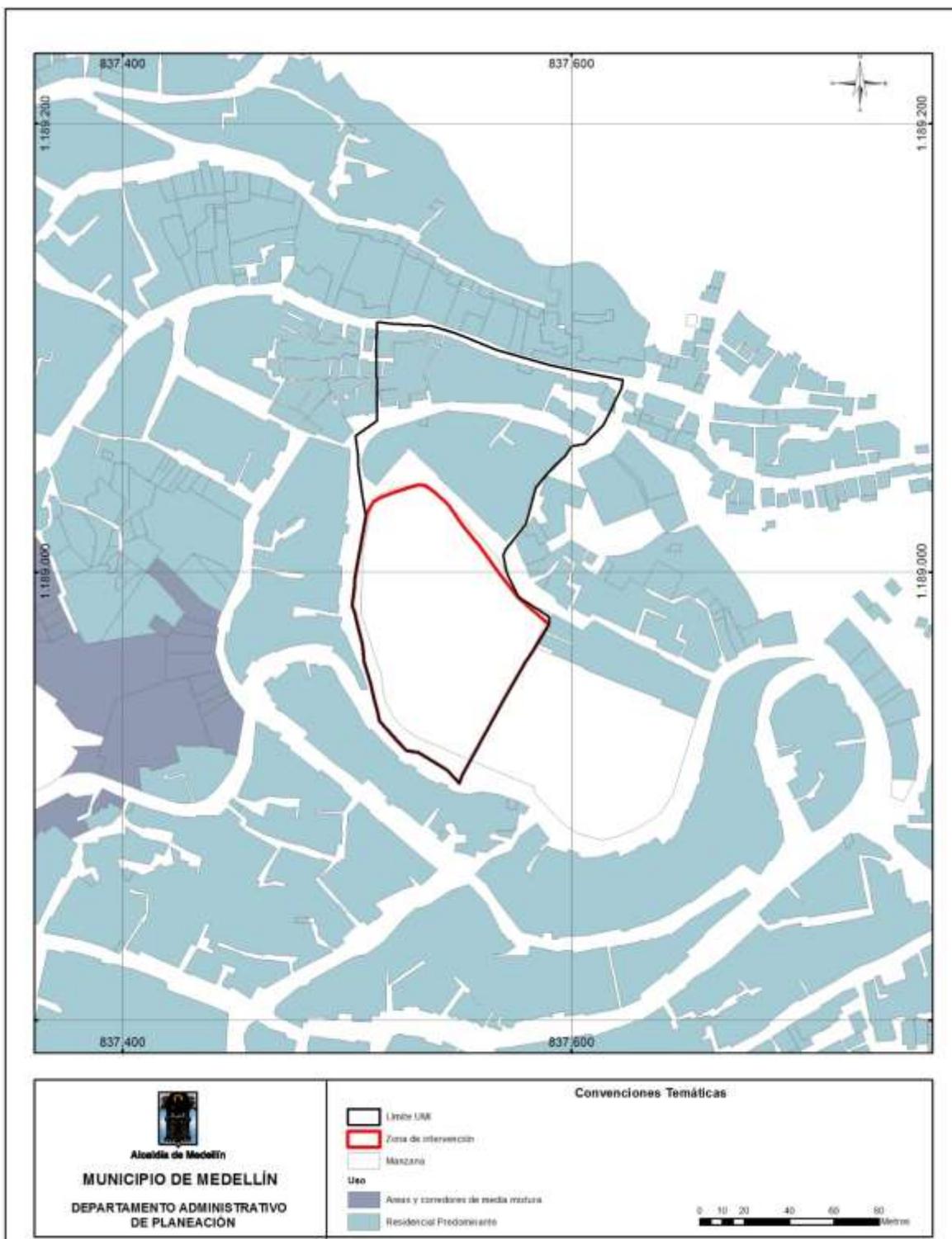


Figura 1.2. Usos generales del suelo, de acuerdo al o establecido en el acuerdo 048 de 2014

1.2. DESCRIPCIÓN

El proyecto que se va a construir en el parque Fe y Alegría, consiste en la adecuación urbanística de un parque en donde se construirán plazoletas, zonas verdes, adecuación de andenes, pasajes peatonales, así como ampliación de canchas y graderías, para los cuáles se presentarán las recomendaciones de cimentación. Se realizará un estudio geológico – geotécnico, definición de amenazas por movimientos en masa y estabilidad de taludes en el parque Fé y Alegría Popular 2, ubicado en Medellín, departamento de Antioquia.

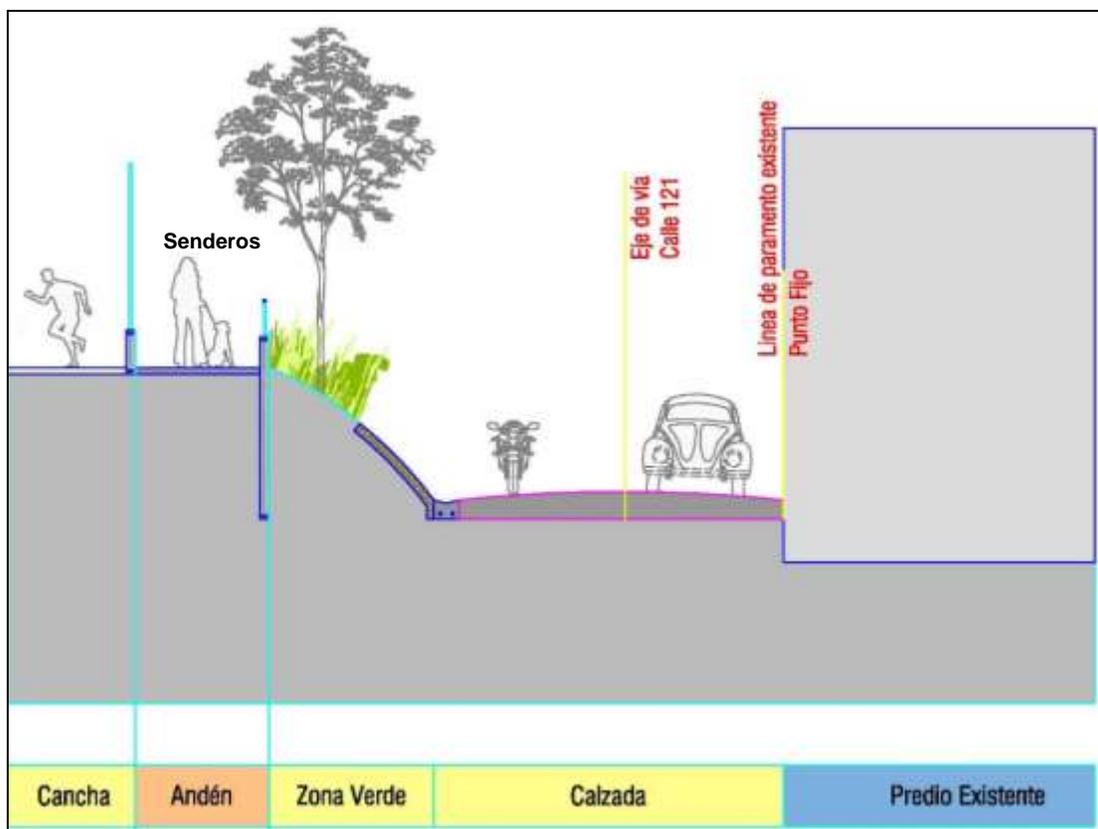


Figura 1.3. Sección arquitectónica, vías de acceso, y andenes.

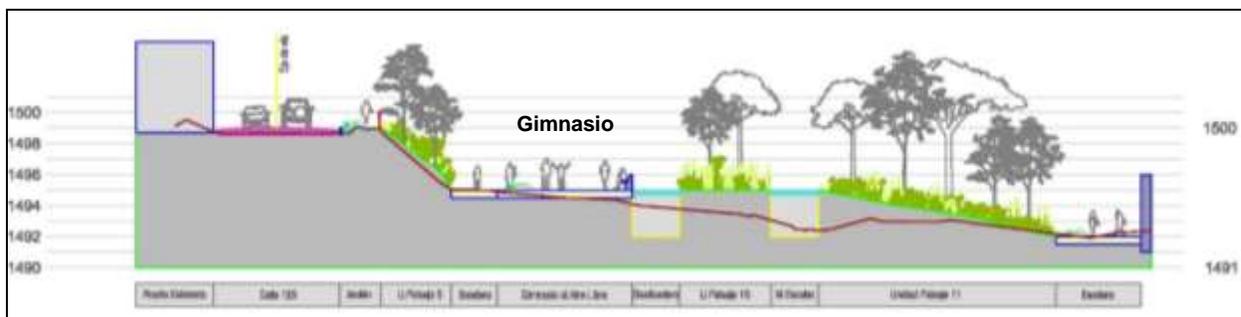


Figura 1.4. Sección arquitectónica, pasillos peatonales y zonas verdes.

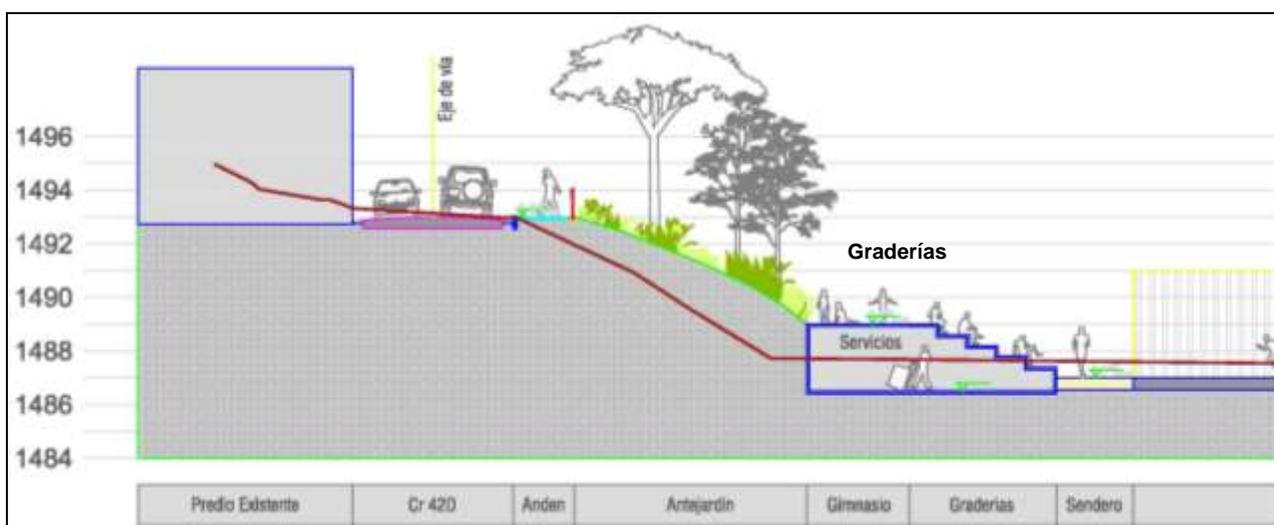


Figura 1.5. Sección arquitectónica, canchas deportivas y ampliación de graderías.



Figura 1.6. Obras proyectadas en planta arquitectónica

1.3. OBJETIVO

El proyecto tiene como finalidad realizar una caracterización geológica de la zona, delimitar la UMI (Unidad Morfológica Independiente) en la que se enmarca el proyecto y determinar la aptitud geológica de la misma, evaluando la amenaza por movimientos en masa. El mapeo en superficie de las unidades que conforman la zona, fueron complementados con la descripción de las muestras obtenidas de los

sondeos exploratorios permitiendo establecer un modelo geológico en profundidad.

A partir de la caracterización se ubicarán y predimensionarán geotécnicamente las obras necesarias para que las intervenciones propuestas por el proyecto se puedan desarrollar bajo los parámetros de seguridad requeridos.

1.4. METODOLOGÍA

A continuación, se describe la metodología implementada para el conocimiento de la zona y para el diseño de las obras de estabilización respectivas:

- Visitas de campo y reconocimiento geológico – geotécnico de la zona.
- Definición de la UMI y caracterización de acuerdo al AMVA 2012.
- Exploración de campo mediante sondeos ejecutados con equipo hidráulico de mediada capacidad por los sistemas de percusión y lavado o rotación con corona, con muestreo y ensayo de SPT cada metro
- Descripción visual de las muestras recuperadas mediante la norma INVÍAS I.N.V. E – 102, para definir el perfil geotécnico del sitio de proyecto.
- Caracterización física de los materiales que conforman cada estrato identificado, mediante la realización de ensayos de laboratorio sobre las muestras más representativas (normas I.N.V. E – 122, 124, 125 y 127).
- Determinación de los parámetros geotécnicos de los materiales encontrados, mediante la realización de ensayos mecánicos sobre muestras inalteradas de suelo y roca; y correlación de los resultados del ensayo SPT (González G. Álvaro, 1999).
- Diseño y recomendaciones generales para cortes, terraplenes y obras de estabilización para el sector en estudio.

2. REVISIÓN DETALLADA DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA EXISTENTE

- Estudio Geotécnico – Geológico para la construcción de la I.E. Fé y Alegría Popular 2.
- Instrumentación y Microzonificación sísmica del área urbana de Medellín. Municipio de Medellín (1999).
- Microzonificación Sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Informe Final. Consorcio Microzonificación 2006. Área Metropolitana.

Se procedió con el análisis de la información con el fin verificar en primera instancia cual información tiene relación directa con la zona de estudio. La información hace referencia a la caracterización geológica, geológica-geotécnica de la zona de interés que permitirá un acercamiento detallado. Se incluyen referencias a estudios realizados por TECNISUELOS en la zona de estudio, que contiene información útil que se ha tenido en cuenta en el desarrollo de los estudios o bien que permita aclarar algún tipo de información que no fue claramente definida en la investigación realizada.

Los documentos hacen referencia a una geología local correspondiente a varios tipos de flujos de lodos, llenos antrópicos y suelos derivados de la unidad denominada como Metabasitas del Picacho, además de inestabilidad en las zonas aledañas mostrando movimientos en masa en varias zonas, también se realizó un análisis multitemporal donde se observaron los rasgos geomorfológicos y geomorfodinámicos de la zona de interés.

3. DEFINICIÓN DE LA UMI

La delimitación de la Unidad Morfodinámica Independiente (UMI), considera los rasgos naturales y antrópicos de una zona. El área de estudio está ubicada en vertientes de relieve alto con pendientes mayores al 50% y localmente escarpes de más del 100%, con una cima plana. En esta zona se ha desarrollado una intervención urbanística no planeada. Esta intervención ha modificado la dinámica morfológica e hidrológica de la zona, siendo así los elementos que controlan la delimitación de la UMI.

La definición de la UMI se muestra en la figura 2. Este polígono se extiende desde el parque en la parte alta hasta la Calle 126 en la parte inferior.

El polígono que delimita la UMI puede ser dividido en seis tramos así

Tramo AB: Inicia en la esquina entre la Institución educativa Fe y Alegría y la Calle 120, y baja por todo el límite entre la vía y el parque, hasta llegar al quiebre donde la Calle 120 se transforma en la carrera 42.

Tramo BC: Este tramo inicia en el punto donde la calle 120 se transforma en la carrera 42 y sigue la línea de mayor pendiente hasta llegar a la calle 126, donde se presenta un descanso en la vertiente.

Tramo CD: A lo largo de la calle 126, hasta encontrar una cobertura que está a lo largo de una vaguada.

Tramo DE: A lo largo de la cobertura de la corriente de aguas combinadas hasta la calle 121.

Tramo EF: A lo largo del costado norte de la Calle 121, hasta el inicio de la zona verde.

Tramo FA: A lo largo del límite entre la zona verde y las construcciones (incluyendo Fe y Alegría), hasta la calle 120.

Morfológicamente la UMI está compuesta por tres zonas claramente diferenciadas, una cima plana, conformada por la cancha y las vías que la circundan, una vertiente intermedia de pendiente alta, a muy alta y un descanso escalón en la parte baja, el cual se considera el límite inferior de la UMI, ya que los procesos que

se pueden generar en la parte alta de la vertiente, que son de carácter superficial, serían depositados allí, evitando su transporte vertiente abajo.

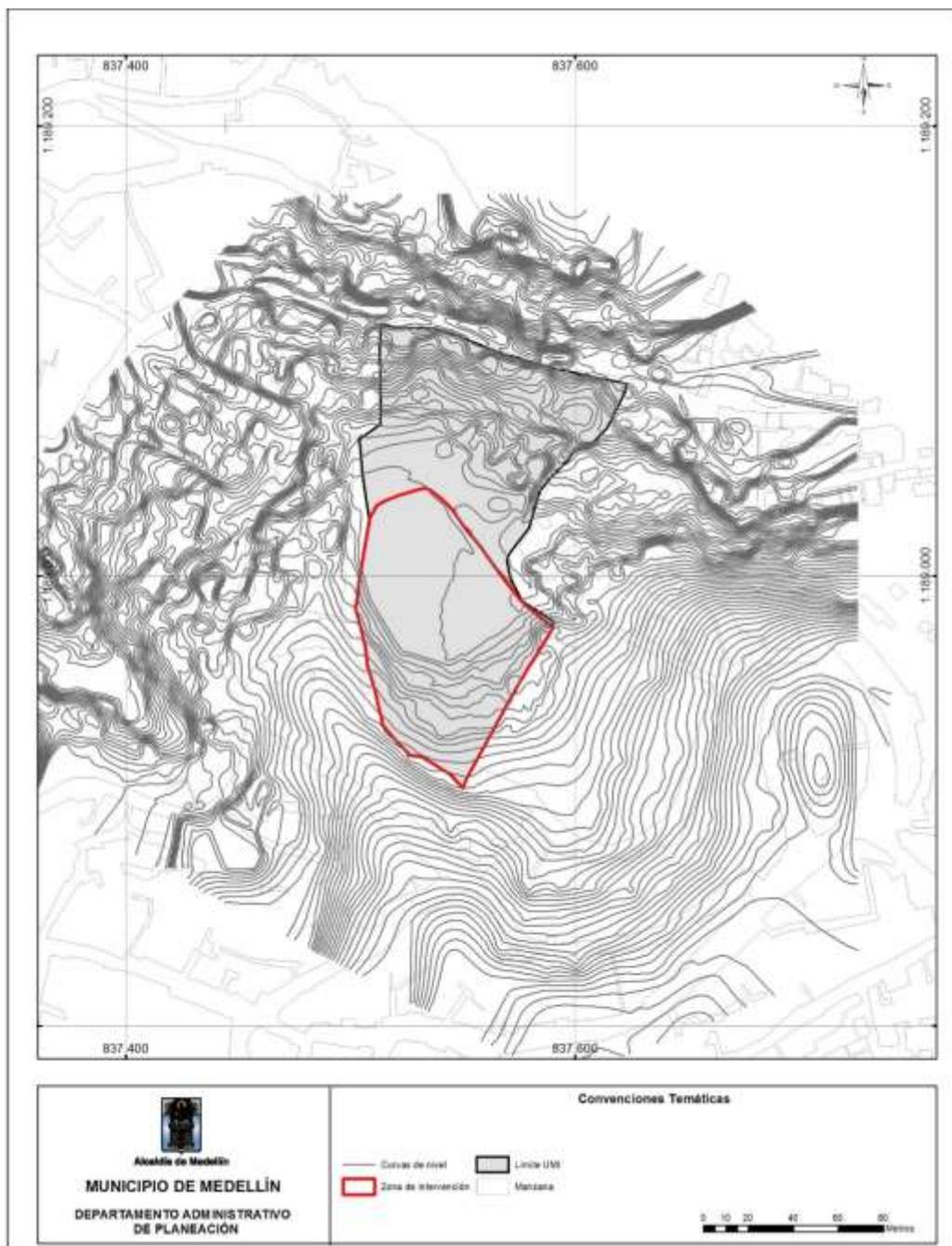


Figura 3.1. Delimitación de la UMI en estudio

4. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

A continuación, se describe la geología regional que incluye el área de estudio con base en información secundaria, se presenta una descripción en relación a la geología local a partir de las observaciones realizadas en campo, complementada con la descripción de las muestras obtenidas de la exploración realizada a la fecha, igualmente se adelanta la descripción de la geomorfología regional y local incluyendo la caracterización de los procesos morfodinámicos que afectan la zona.

4.1. MARCO GEOLÓGICO REGIONAL

La zona de estudio se enmarca geológicamente en el Valle de Aburrá, localizado en medio de la Cordillera Central de Colombia en la parte norte de la Cordillera de los Andes; cordón montañoso que se asocia a la zona de subducción del norte de los Andes, la cual determina una compleja evolución geológica, representada por unidades litológicas de distinto origen, composición y edad; asociados a complejos sistemas tectónicos.

El valle de Aburrá es una depresión topográfica alargada, que en la zona presenta una dirección predominante Norte – Sur, cuyo principal rasgo tectónico asociado es el sistema de fallas Cauca – Romeral, con su expresión más oriental, denominada Falla de San Jerónimo, que representa una paleo-sutura entre las placas continental y oceánica.

Este marco tectónico según Rendón (1999) ha dado lugar a la conformación litológica del valle, en especial de las formaciones superficiales. Las rocas del basamento presentan una evolución compleja, comenzando por rocas de edad Paleozoico inferior hasta rocas de edad Cretácica, con presencia de numerosos cuerpos intrusivos Recubriendo estas unidades hay una amplia extensión de depósitos representados por depósitos de vertiente y depósitos de aluviales formados por el Río Medellín y sus afluentes.

El registro estratigráfico del valle según González (1999) comienza en el Paleozóico inferior con dos franjas de Anfibolitas, una de las cuales es de edad

Cretácica (Unidad de Anfibolitas del oriente del Valle de Aburrá) y se encuentra ligada a un posible Complejo Ofiolítico emplazado tectónicamente en el costado oriental del valle. Suprayaciendo este registro se encuentra la unidad denominada Complejo Cajamarca, conformado por grandes paquetes de esquistos actinolíticos y cloríticos de color verde intercalados con paquetes de esquistos cuarzo-sericíticos; estas unidades afloran especialmente en el costado occidental y sur oriental del Valle de Aburrá.

Estas unidades litológicas se encuentran intruidas por diferentes cuerpos de composición intermedia como lo son: El Stock de Altavista, El Gabro de Romeral, El Batolito de Ovejas, El Batolito Antioqueño y el Stock de Belmira; cronoestratigráficamente se encuentran dos unidades volcánicas en el Valle de Aburrá: La Dunita de Medellín que hace parte de una secuencia Ofiolítica desmembrada remanente de la paleo-zona de sutura y que aflora en la ladera oriental del valle y algunos miembros del Complejo Quebradagrande que aflora en la parte sur occidental del mismo hacia el corregimiento de San Antonio de Prado. El registro estratigráfico culmina con las diversas unidades superficiales que cubren el valle como lo son los depósitos coluviales de la parte central y norte del valle y los grandes paquetes de depósitos aluviales formados por el Río Medellín y sus afluentes en la parte sur del valle.

Con base en los estudios de Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá (AMVA, 2016), el área en estudio se encuentra en su totalidad sobre depósitos de flujos de lodo y escombros (Qfl). A continuación, se describen las unidades geológicas presentes en la zona en estudio de la más reciente a la más antigua. En la siguiente figura se observa la ubicación del proyecto en el mapa geológico.

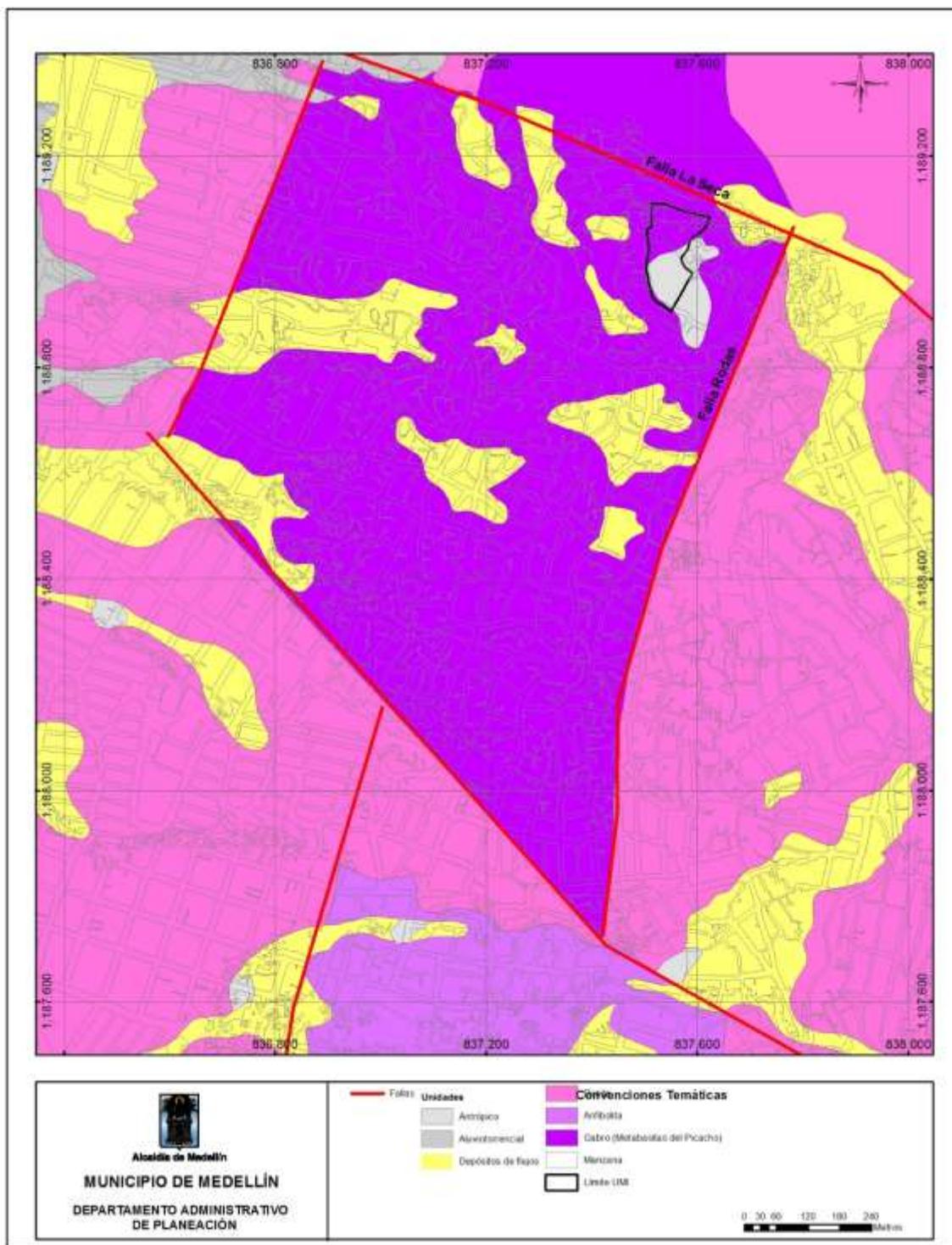


Figura 4.1. Localización de la UMI, sobre el Mapa Geológico de la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá. Consorcio Microzonificación Sísmica 2016.

4.1.1. Llenos Antrópicos (QII)

El desarrollo de la actividad urbanística y constructiva, propia de ciudades en crecimiento, genera gran cantidad de escombros y materiales de rezaga; los cuales deben ser dispuestos en otros lugares, desarrollándose acumulaciones artificiales que pueden llegar a tener una extensión y espesor. En el municipio de Medellín, principalmente hacia las zonas urbanas, es común observar llenos antrópicos (algunos no cartografiables), sobre los cuales comúnmente se han construido viviendas y parques deportivos, entre otros. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente dispuestos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante. Otro tipo de llenos antrópicos que abarcan áreas mayores corresponden a basura botaderos de escombros. Algunos de ellos pueden observarse en el sector sur de la vereda La Aldea, donde hay un lleno que abarca un área de más de 100 m².

4.1.2. Depósitos de flujos de escombros y/o lodos (Qfa)

Estos depósitos están constituidos por flujos de varias generaciones, cuyos clastos presentan diferentes grados de meteorización. Son generados al producirse hacia las partes altas de las vertientes una saturación y pérdida de resistencia, lo que hace más vulnerables a fenómenos tales como las altas precipitaciones o los movimientos sísmicos. Estos eventos en caso de ocurrir, le confieren a los suelos un carácter viscoso, debido a la mezcla del agua con los suelos arcillosos y limosos, de forma que pueden descender más o menos controlados por los cauces de las corrientes, arrastrando nuevos materiales y mezclándose caóticamente hasta encontrar unas condiciones de baja pendiente que permitan su depositación. Según la granulometría de los materiales que conforman la fuente, pueden darse depósitos de flujo con predominio de bloques rocosos denominados flujos de escombros o de la fracción fina (en general arcilla

o limo) en cuyo caso se llaman flujos de lodos. Sin embargo, dada la mecánica del fenómeno, que no permite una selección o clasificación del material, pueden existir dentro del mismo depósito zonas que correspondan a flujos de escombros y otras a flujos de lodos. El estado de meteorización, su grado de incisión y altura respecto al fondo de las vaguadas permitirá definir su edad relativa y grado de estabilidad (GSM, 1999).

4.1.3. Dunita de Medellín (JKuM)

Conforman una faja en forma de cuña dispuesta NNW, ubicada al oriente del Valle de Aburrá, la cual se extiende desde el sector de Las Palmas hasta el municipio de San Pedro (Giraldo y Sánchez, 2004). Es una roca compuesta esencialmente por olivino, con contenidos menores de cromita y magnetita; con alteraciones parciales a minerales del grupo de la serpentinita. La roca es de color negro, verde oscuro o café cuando está meteorizada, tiene un intenso fracturamiento, que se hace más fuerte en las cercanías de las zonas de contacto. Esta unidad conforma las zonas de topografía más abrupta que se observan al oriente del Valle de Aburrá (comuna nororiental). La meteorización de estas rocas genera suelos residuales que dependiendo de factores tales como el grado de fracturamiento del macizo, inclinación de la vertiente, geoformas presentes y condiciones hidrológicas, presentan condiciones y características muy diversas, con espesores variables entre 10 y 40 m, como fue encontrado en una exploración en el barrio Aranjuez. Dichos suelos poseen capas con un alto contenido de hierro, evidenciado por la presencia hacia la superficie de gran cantidad de nódulos de este mineral. Hacia los horizontes más profundos del perfil se observa una mezcla de bloques residuales embebidos en una matriz de material fino, correspondiente a suelo residual, generando una apariencia de depósito de vertiente. Adicionalmente, debe mencionarse que gracias al fuerte efecto tectónico y la posibilidad de disolución de los materiales allí presentes, existen zonas pseudocársticas con drenajes subterráneos, como se presenta hacia la zona del altiplano en terrenos del corregimiento de Santa Elena.

4.1.4. Metagabros del Picacho (JkmbP)

Hace parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá y son rocas que han sufrido dos eventos metamórficos, uno dinámico y otro térmico, definiendo así la asociación de anfibolitas y metagabros. Estas rocas, en estado fresco, son de color gris moteada de blanco, presenta claras variaciones texturales, desde bandeada con alternancia de franjas claras y oscuras con orientación de los minerales máficos, hasta masiva. Mineralógicamente presenta una composición bastante homogénea de hornblenda en un 65 % y plagioclasa en un 35 %. Afloran en el cerro El Picacho de Medellín, a lo largo de la ladera occidental del valle del río Aburrá y en los alrededores de Canteras de Colombia. También se encuentran como cantos y bloques en depósitos de vertiente y algunos depósitos aluviotorrenciales. Es común encontrarla en forma de ventanas erosivas en inmediaciones de la vía de acceso a la vereda Pedregal Alto, en el cruce sobre la quebrada La Bermejala, corregimiento de San Cristóbal.

4.2. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

El valle de Aburrá tiene un área de 1152 km² con una longitud de 65 km. Morfológicamente, es definido por Arias (1996) como una depresión con orientación sur-norte de fondo plano, localizada en la parte alta de la cordillera Central, limitada por respaldos laterales muy inclinados en roca y cubiertos en la parte baja por flujos de lodos. Las alturas del fondo del valle varían entre 1000 y 3000 msnm hacia su nacimiento. El interior del valle es caracterizado por terrazas, llanuras aluviales a lo largo del río Medellín y depósitos aluviotorrenciales que forman abanicos a lo largo de sus principales tributarios (Aristizábal & Yokota, 2008).

Antiguos altiplanos desarrollados por tres generaciones de superficies de erosión caracterizan el paisaje de la parte central de la Cordillera Central, donde se encuentra enmarcado el valle de Aburrá (Arias, 1996).

Tres grandes sectores pueden identificarse en el valle (Aristizábal & Yokota, 2008). La parte central que consiste en un valle amplio, mientras que los sectores

norte y sur consisten en un estrecho valle asimétrico limitado por vertientes con fuertes pendientes.

Según el informe de la microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, la Estrella, Caldas y Envigado La zona de estudio se enmarca en la siguiente jerarquía geomorfológica:

- **Unidad fisiográfica:** Cordillera Central
- **Unidad de relieve:** Norte de la cordillera central (Valle de Aburrá).
- **Unidad de paisaje:** Valle de Aburrá Superior. Este valle es estrecho con una forma de V asimétrica característica, entre el nacimiento y el Ancón Sur en La Estrella. A partir de este último sitio el valle comienza a ensancharse en los municipios de la Estrella, Itagüí, Sabaneta y Envigado. El fondo de este segmento de Valle presenta dos pequeños ensanchamientos que coinciden en su localización con los cascos urbanos de Caldas y el corregimiento de La Tablaza de La Estrella. (AMVA. Consorcio Microzonificación, 2006)

La UMI en estudio se encuentra dentro de una unidad definida: Vertientes en suelos residuales moderadamente incisados. Son vertientes que pueden presentar filos de formas estrechas y con topes agudos a ligeramente convexos. Están enmarcados por superficies de depósitos y estos están constituidos por suelos residuales de diferente composición dependiendo del sitio donde se localizan. En la comuna nororiental están enmarcados en dunitas y metagabros, presentan cañones con orientación general E-W, su pendiente es variable, de moderada a escarpada, y las corrientes principales de la zona (quebrada La Seca) tiene en su parte alta un cañón asimétrico, con vertientes de más de 200 m de altura sobre su margen derecho y 50 m sobre el izquierdo.

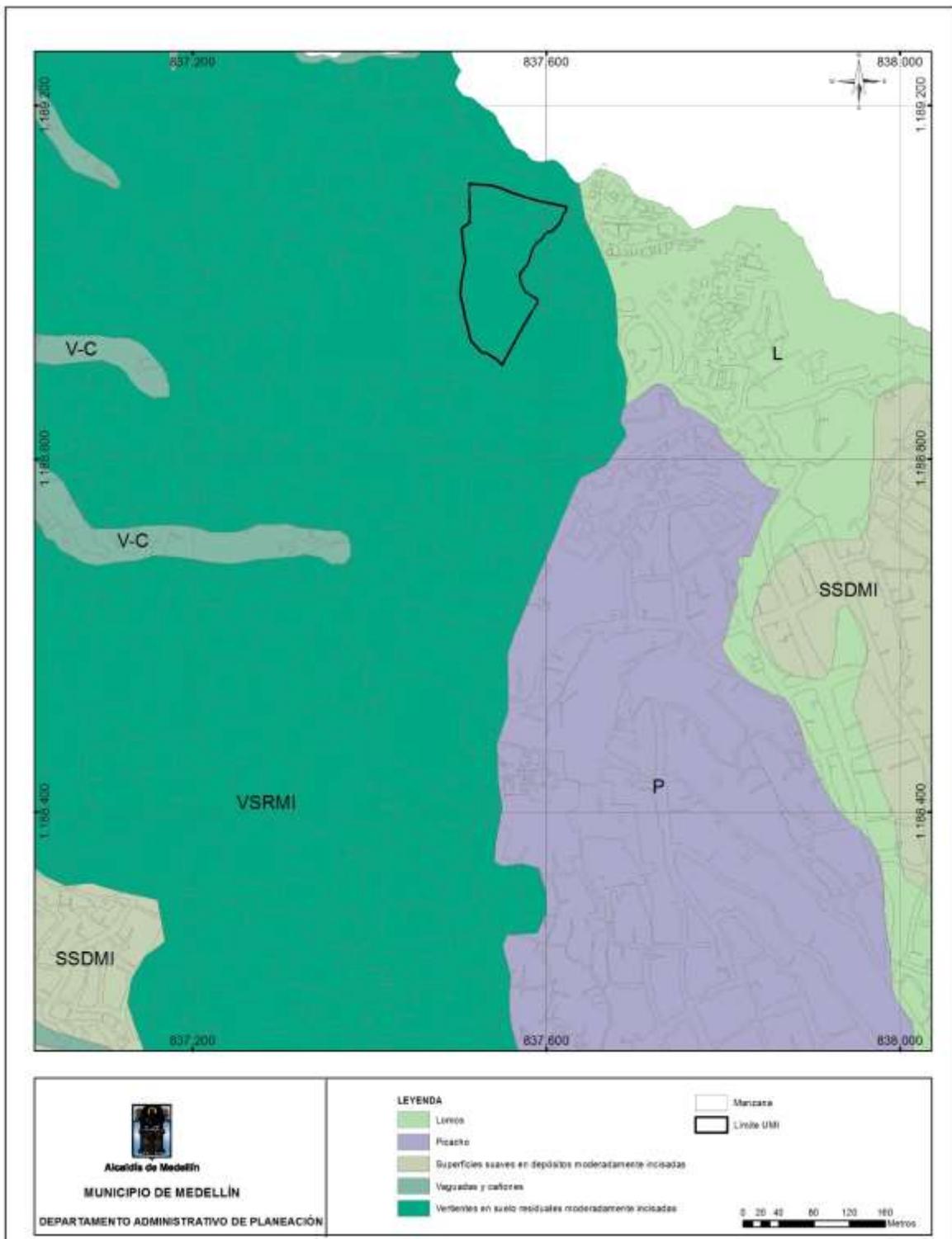


Figura 4.2. Localización de la zona de estudio sobre el Mapa Geomorfológico de la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá. Consorcio Microzonificación Sísmica 2016.

4.3. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y SÍSMICAS

Al nivel regional las características estructurales del Valle de Aburrá están dominadas por la presencia al sur de un dominio de estructuras con tendencia general NS y al norte por fallas con tendencia NW.

Las fallas del sur están asociadas al sistema de Fallas de Romeral, que ha sido estudiado por autores como Grosse (1926), Restrepo y Toussaint (1984) y González (1980) y dentro de las cuales se destacan, las fallas San Jerónimo, Minas y Ancón, siendo la más relevante la Falla San Jerónimo, que se asocia al contacto de los dominios geológicos oceánico al occidente y continental al oriente y tiene amplias zonas de cizalladura, claramente expuestas en la vía de San Antonio de Prado a Heliconia.

Las fallas en el sector norte del Valle, tienen tendencia general NW, se destaca la falla de Rodas, también denominada Acuarela, la cual pone en contacto Las Dunitas de Medellín con Las Metabasitas (GSM, 1999). Esta es una estructura compleja de disposición subhorizontal, y la cual se ha podido definir claramente en la Autopista Medellín Bogotá. A la altura del Relleno Sanitario de Rodas y en el barrio Santa Cruz (GSM, 1999).

A nivel sísmico el GSM (1999), clasifica la zona dentro de la Unidad Homogénea 9 denominada Zona Homogénea de Suelos residuales de Metagabros (anteriormente denominada Anfibolita). En esta zona homogénea se presentan afloramientos de Metabasita, así como afloramientos puntuales de dunita, debido a que allí se encuentra la zona de contacto entre estos dos tipos de roca. El relieve varía, según la constitución litológica de vertientes empinadas a moderadas.

4.4. GEOLOGÍA LOCAL

Con base en la descripción de los afloramientos en campo, complementado con la descripción de las muestras tomadas en las perforaciones realizadas y revisión de

estudios de la zona, se identificaron tres (3) unidades geológicas principales, las cuales se describen a continuación de la más reciente a la más antigua.

4.4.1. Llenos Antrópicos (QII)

Estos son depósitos generados por la actividad humana, que de forma no técnica ha acumulado materiales en la zona, cubriendo la parte superior de la zona de estudio, con un cuerpo de espesor medio de 4,5 m, (perforaciones No 1, 3, 4, y 5) y espesor máximo de 5,5 m en la perforación No 6.

Estos llenos son una mezcla heterogénea de materiales, que van de limos arcillosos de humedad y plasticidad altas, a arenas limosas, con humedad y plasticidad bajas y donde es frecuente la presencia de materia orgánica, raíces, fragmentos de escombros y de roca, que fueron depositados en la zona de la cancha de fútbol.

4.4.2. Flujo de lodos y/o escombros

Esta unidad no se observó en superficie ya que está suprayacida por los Depósitos Antrópicos. Este cuerpo se encuentra a profundidad variable, entre los 2 y los 6 m, y su espesor máximo es de 3,45 m según los sondeos realizados (Perforaciones No 6 y 7), esta infrayacida por saprolito de la Metabasita.

Esta unidad está compuesta por una secuencia variable de materiales finos que van de arcillas a limos arenosos, de color pardo con moteado naranja y verde, de humedad media a alta y plasticidad alta, su contenido de fragmentos de roca es muy bajo, en general estos no superan los 3 cm de diámetro, de forma irregular, sub angulosos, su mayor concentración se presenta en la muestra 9 de la perforación 6, donde alcanza el 40% en volumen de la muestra.

4.4.3. Metagabros del Picacho

Esta unidad es el basamento de la zona de estudio, se pudo determinar su presencia en algunas de las perforaciones y en los recorridos de campo.

En las perforaciones el cuerpo se encontró a profundidades entre los 4 y los 8 m, suprayacido por depósito de flujo de lodo y/o escombros (Perforación No 2) y por Depósito antrópico en las perforaciones 3,5 y 9. En estas se pudo determinar la presencia del nivel de saprolito, el cual se describe como un limoso a limo-arenoso, de color verde con zonas blancas, de humedad media y plasticidad media alta. Material con estructura parental heredad con presencia de plagioclasa y piroxenos y de consistencia firme.

En la perforación No 9 se pudo determinar que el saprolito tiene un espesor de 7m y está infrayacido por el nivel IIA transición suelo roca y en los recorridos de campo, se determinó la presencia ocasional de afloramientos de roca fresca, por lo que se estima que el espesor de la secuencia de meteorización en la zona es bajo.

Tabla 4.1. Descripción general de las Formaciones identificados en las perforaciones.

	<p><u>Lleno Heterogéneo</u></p> <p><i>Material heterogéneo con presencia de limos, arcillas y arenas, no consolidado, de color pardo con zonas naranjas, grises, amarillas, rojas y negras de humedad y plasticidad media baja. Material con presencia de fragmentos de roca, vidrio, raíces, materia orgánica y escombros, con una relación %Matriz= 90 y %Roca-Escombros=10. Consistencia: Muy Blanda a Firme</i></p>
	<p><u>Flujo de lodos y/o escombros</u></p> <p><i>Material de limo arcilloso a arenoso, no consolidado, de color pardo naranja y verdoso, con zonas grises y blancas, de humedad y plasticidad media baja. Material con presencia de clastos de roca subangulosos no mayores a 5 cm de diámetro, con una relación %Matriz= 90 y %Roca=10, presenta zonas saprolitizadas, además de minerales como micas, cuarzo y feldespato. Consistencia: Firme a Dura</i></p>

	<p><u>Suelo Residual: Horizonte IC</u></p> <p><i>Material limo arenoso a arena limoso, no consolidado, de color verde, con bandas blancas y zonas pardas, de humedad y plasticidad media. Material homogéneo con presencia de estructura heredada del material parental (zonas saprolitizadas), además de presencia de minerales máficos, plagioclasa y micas. Consistencia: Media a Dura</i></p>
	<p><u>Transición: Horizonte IC – IIA</u></p> <p><i>Sedimento arenoso de residuos de la perforación, con presencia de fragmentos de roca, de color verde, con presencia de minerales máficos, así como plagioclasa.</i></p>

Se muestra el mapa de Formaciones Superficiales donde se identificaron dos principalmente: Lleno Heterogéneo y Suelos Derivados de metabasita.

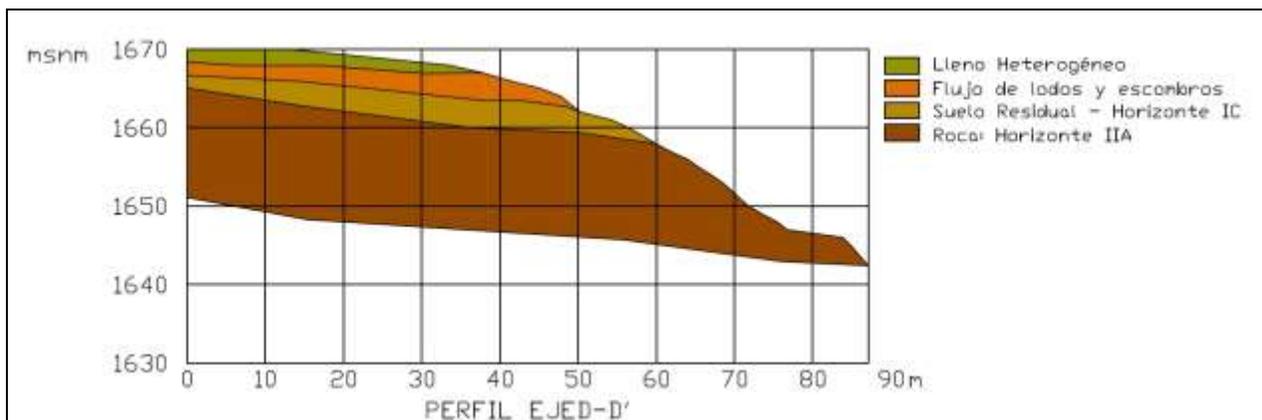


Figura 4.3. Interpretación sección DD, a la altura de afloramiento de Nivel IIA

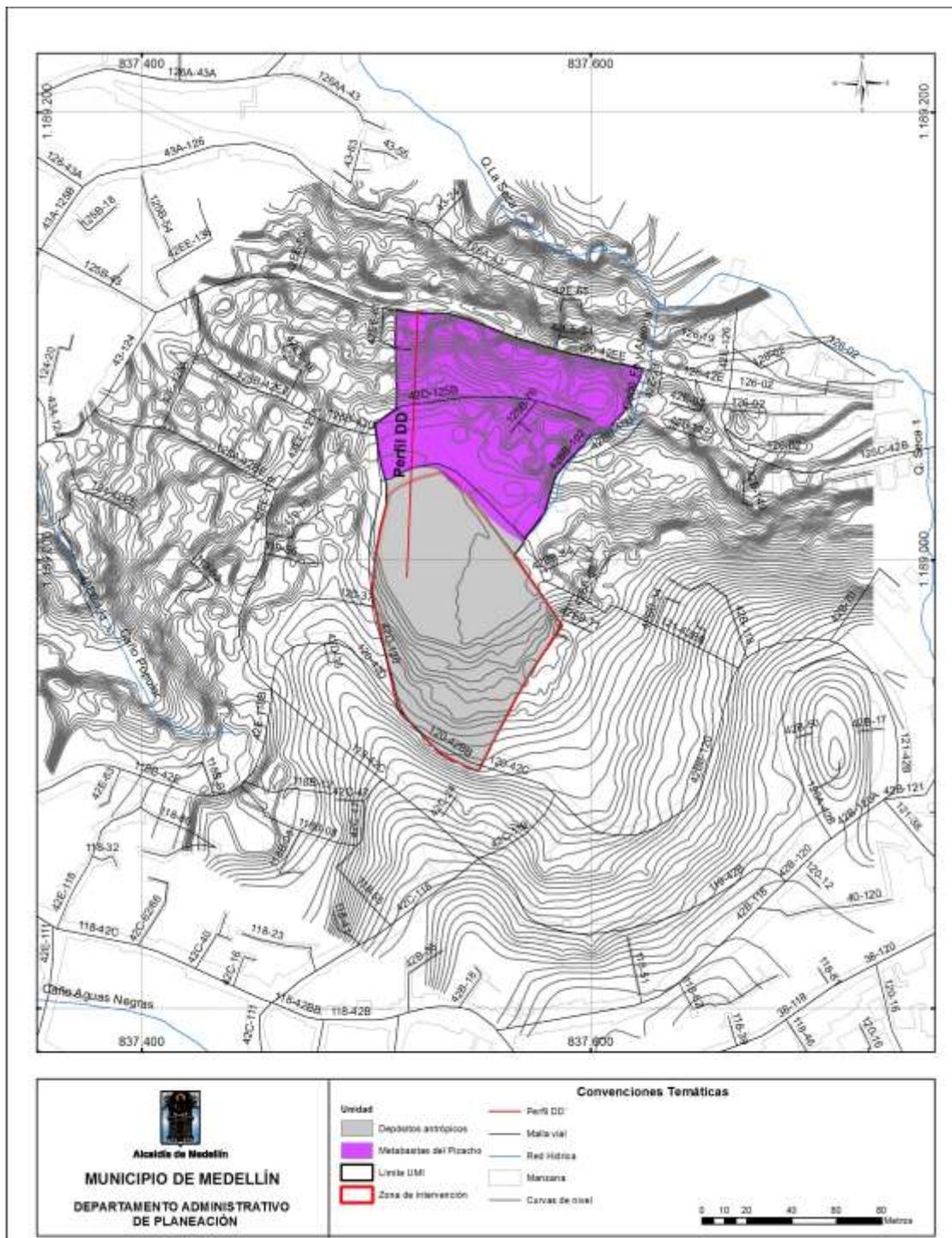


Figura 4.4. Mapa de Formaciones Superficiales.

4.5. GEOMORFOLOGÍA LOCAL Y PROCESOS MORFODINÁMICOS

El relieve presente en la zona que la intervención antrópica ha generado una clara diferenciación morfológica del terreno, donde en la parte sur se tiene una superficie plana con pequeñas vertientes y en la parte norte el desarrollo de vertientes que drenan hacia la quebrada La Seca, pudiéndose dividir en tres subunidades como son, Superficies Antrópicas, y vertientes en suelo residual de pendiente alta y vertientes en suelo residual de pendiente moderada (Figura 4.4 y Figura 4.5).

Las superficies antrópicas son aquellas porciones del terreno donde la actividad humana ha alterado de forma determinante su aspecto superficial. En el presente caso, esa superficie está en el sector Sur de la UMI y corresponde casi en su totalidad a la cancha de fútbol allí presente, y es una superficie amplia y plana creada mediante llenos antrópicos y sobre los costados sur y oriental hay dos pequeñas vertientes irregulares de pendiente baja a moderada (< 20%).

La subunidad de vertientes en suelo residual de pendiente moderada, se desarrolla desde el límite con la subunidad antrópica hasta el límite de la UMI en la calle 126, esta vertiente es recta sin incisión, con desarrollo de construcciones irregulares que generan pequeñas modificaciones superficies del relieve por la alta intervención urbanística no planeada.

La sub unidad de vertientes en suelo residual en pendiente alta, es la de menor extensión de la UMI, se desarrolla en el extremo noroccidental, tiene como límite en la parte inferior la calle 126, se caracteriza por vertientes continuas, rectas, sin incisión y modificaciones locales por ocupación de viviendas-

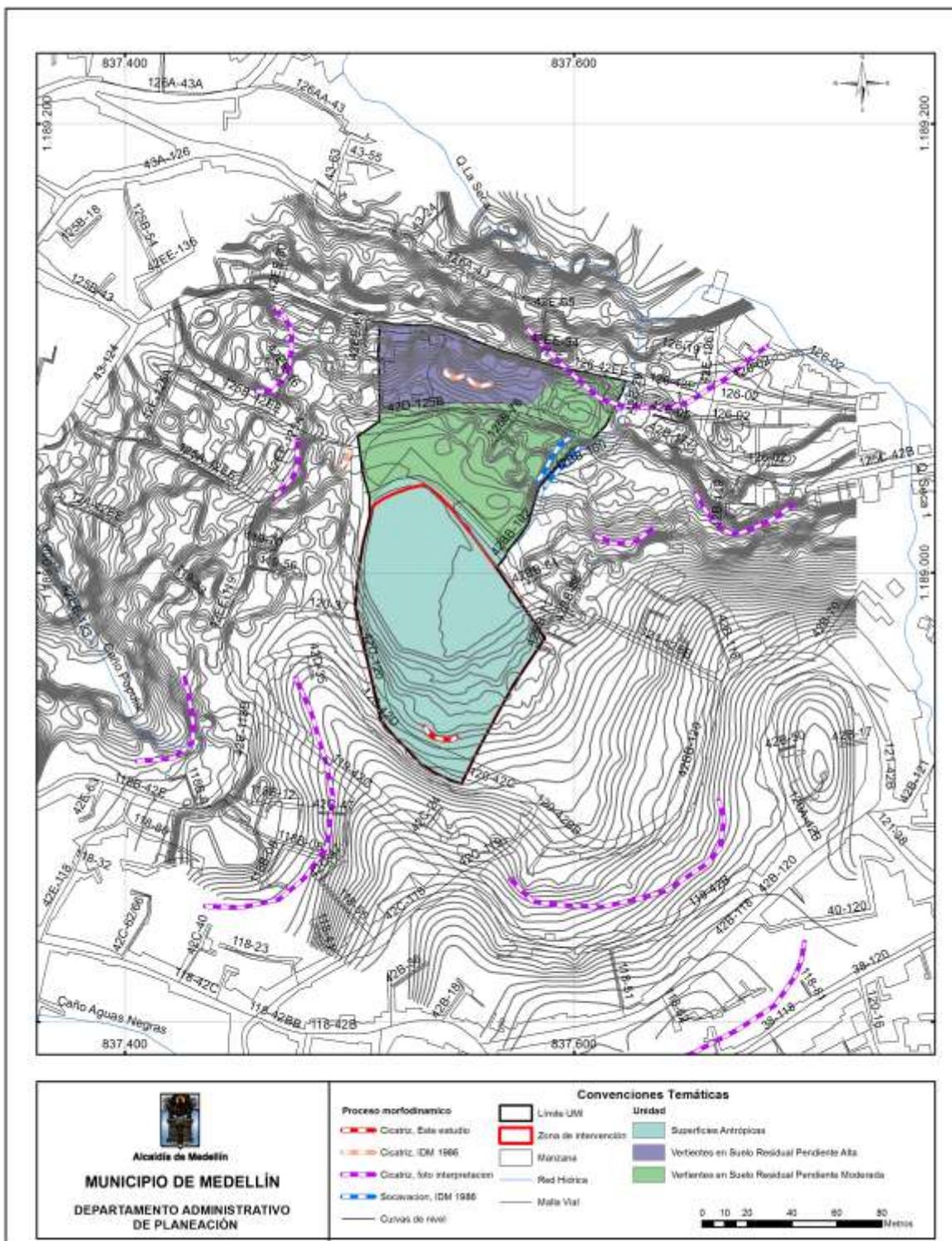


Figura 4.5. Mapa de geomorfología local y procesos morfodinámicos.

Tabla 4.2. Condiciones topográficas y geomorfológicas.

IMAGEN	DESCRIPCIÓN
	<p>Superficies antrópicas</p>
	<p>Vertientes en suelo residual</p>

4.6. PROCESOS MORFODINÁMICOS

En la zona de estudio no se identificaron proceso morfodinámicos activos, pero el estudio de información secundaria y los recorridos de campo, permitieron identificar cicatrices de inactivos (Figura 4.5).

4.6.1. Año 1959

Se estudiaron las fotografías aéreas 6 y 7 del vuelo C faja 1. En la zona no hay intervención alguna, en el sitio donde está actualmente la cancha se presenta una pequeña depresión y es clara la presencia de una zona húmeda, y un afluente que cae a

la quebrada La Seca. No hay evidencias de procesos morfodinámicos activos y la quebrada La Seca se observa correr en roca (Figura 4.6).



Figura 4.6. Fragmento de fotografía aérea de 1959

4.6.2. Año 1976

Se estudiaron las fotografías aéreas 38 - 40 del vuelo FD 87 faja 3. En esta fecha ya está la cancha de fútbol ocupando la depresión que allí estaba, están de construcción las vías en la vertiente hacia la quebrada La Seca (Calle 126), ya se observan casas en la zona, concentradas hacia la parte alta, el afluente que corre en la zona ya está intervenido en el par de la cancha, No hay evidencias de procesos morfodinámicos activos o latentes, la quebrada la seca se observa correr en roca.

En esta imagen se observa la presencia de cicatrices de procesos inactivos, en la parte alta de la vertiente del colegio Fe y Alegría, hacia el Cerro Santo Domingo, y hacia las vertientes que dan a la quebrada La Seca y sus afluentes (Figura 4.7).



Figura 4.7. Fragmento de fotografía aérea de 1976

4.6.3. Año 1986

Un estudio adelantado por IDM y Geominas (1986), identifica la presencia de proceso activos en la parte inferior de la cancha de fútbol: los procesos indicados son deslizamientos activos pequeños, coronas de 5 a 10 m de ancho, y un proceso de carcavamiento a lo largo de un afluente de La Seca (Figura 4.8).

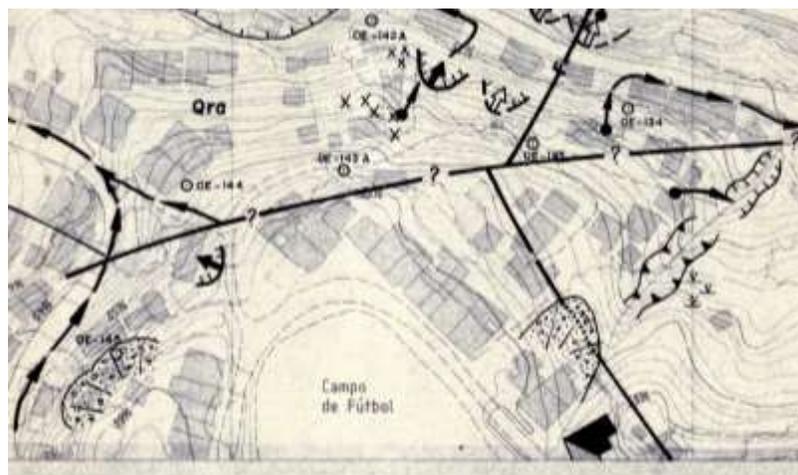


Figura 4.8. Fragmento de plano 19 G de IDM (1986)

4.6.4. Año 1994

Se estudiaron las fotografías aéreas 116 y 116 del vuelo Geovial 65/3, faja 33. La zona está intervenida, la cancha y las vías construidas y la urbanización de la vertiente es muy alta. No se observa la cobertura del canal entre la cancha y la quebrada La Seca, Se observan las mismas cicatrices del año 1976 y una cicatriz en la zona del talud que da a la cancha (Figura 4.9).



Figura 4.9. Fragmento de fotografía aérea de 1994

4.7. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

En la zona de estudio la fotointerpretación muestra un alineamiento fotogeológico en dirección N.S, en cercanías de La UMI, este se presenta en la parte occidental del Cerro de Santo Domingo, y está asociado al contacto de las Dunitas con las Metabasitas, pero no se ha definido si este alineamiento corresponde a una falla, en las perforaciones y los recorridos no se observó afectación por fallamiento de las Metabasitas, pero si fracturamiento, como se observa en la Figura 4.10, en niveles de transición de suelo a roca, de la unidad de metabasitas, los cueles se encuentran en la parte baja de la UMI.

El análisis de los datos tomados (20 en total), muestra el predominio de dos familias con dirección general al occidente y buzamiento moderado al sur occidente y una familia menor con dirección occidente y buzamiento de bajo a medio en dirección noreste (Figura 4.11).

Las diaclasas presentes son secas, sin relleno, rugosidad media, con una persistencia de 0,4 m. En general la roca presenta meteorización leve manifiesta en pátinas de oxidación a lo largo de las diaclasas.



Figura 4.10. Afloramiento de roca en zona de estudio

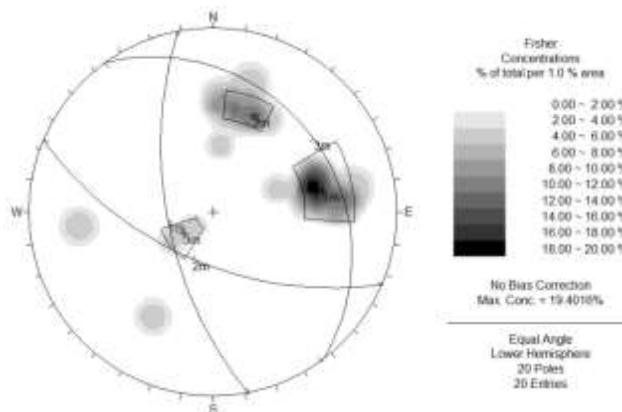


Figura 4.11. Diagrama de polos de afloramiento estudiado

Al analizar la disposición de las discontinuidades para proceso de caídas de roca, como son, falla planar y cuñas se concluye lo siguiente: para las cuñas, se tiene la formación de tres posibles cuñas y al analizarlas se observa que forman una intersección con un buzamiento muy bajo, menor a 10° que es menor al ángulo de fricción de las rocas, a su vez la tercera cuña, da lugar a un plano con un ángulo alto, pero considerando que en esta zona se tiene cortes de taludes que son verticales no se puede dar este proceso, ya que para la formación de cuñas se requiere que el ángulo de corte sea menor al ángulo de la intersección de las discontinuidades. Respecto a la falla planar, es posible tener este proceso, pero se daría en forma de bloques de roca pequeños, .20 a 30 cm de lado, que serían desprendidos sobre una pequeña zona verde sin generar riesgo sobre las personas o infraestructura.

4.8. HIDROGEOLOGÍA

En la zona de estudio se determinó la presencia de flujo de agua subsuperficial en 7 de las 9 perforaciones realizadas, con profundidad entre los 0,2 y 3,15 m (perforaciones 2 y 6 respectivamente) y se observó la presencia de afloramientos de agua en superficie.

Lo anterior se debe a la presencia de un nacimiento de agua dentro de la zona de estudio, en el costado sur oriental de la cancha de fútbol, generando así una amplia zona de terreno saturada, en la parte alta de la UMI en estudio, en las perforaciones 7 y 8, no hay presencia de Nivel freático ya que La perforación No 7 está hacia el sector occidental de la UMI, en la parte alta, fuera de la línea de flujo del agua que es en dirección norte hacia la quebrada La Seca y la P No 8, está en la zona de vertiente alta, donde se estima que el nivel freático es profundo, ya que este está controlado por la pendiente y la presencia de un nivel base profundo como es el flujo de la quebrada La Seca.

4.9. MORFOMETRÍA

Tal como lo presenta el Plano de elevación digital y el de Pendientes realizado a partir del levantamiento altiplanimétrico de la zona de estudio corresponden a una unidad morfológica. Con miras a obtener una visión más general de las pendientes en la zona

de interés y de sus alrededores, se realizó sobre la topografía de la zona de estudio, el plano de pendientes, el cual se elaboró con los siguientes rangos:

Tabla 4.3. Rangos para clasificación de pendientes

RANGO PENDIENTES	TIPO
0-5%	Corresponde al rango de zonas planas
5-15%	Corresponde al rango de pendientes muy suaves
15-30%	Corresponden al rango de pendientes moderadas
30-45%	Corresponden al rango de pendientes fuertes
45-80%	Corresponden a zonas de pendientes muy fuerte

En cuanto a la morfometría, la zona de estudio, presenta pendientes desde suaves a fuertes. Las zonas de pendientes más fuertes se ubican en los taludes contiguos a la vía, mientras que se suaviza cercano a la cancha de fútbol. La zona de intervención del proyecto estudio se encuentra dentro de una unidad definida como de Vertientes moderadamente incisadas. El mapa de pendientes se presenta en la Figura 4.12, donde se observarán los cambios de pendientes.

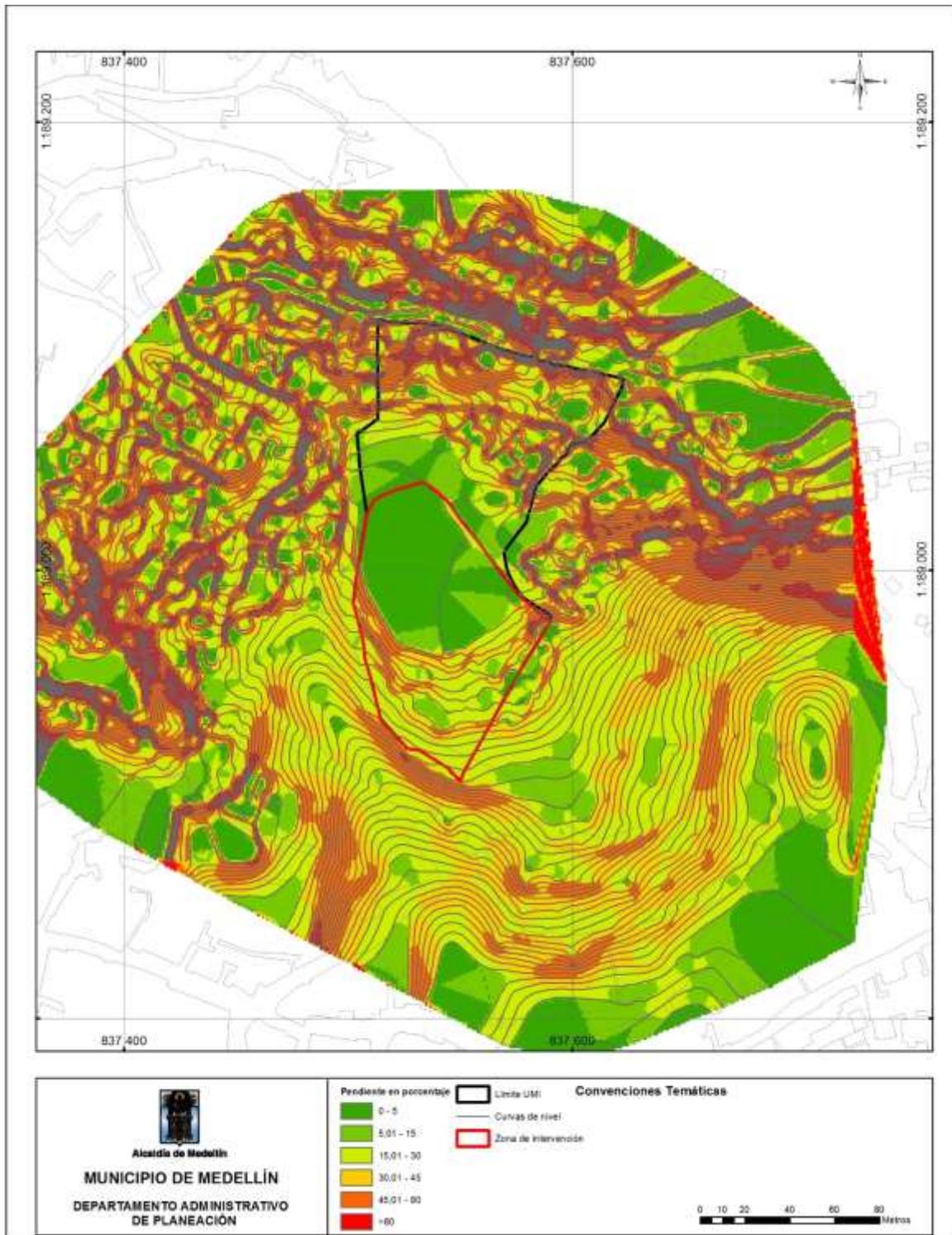


Figura 4.12. Mapa de pendientes

5. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Para la correcta caracterización de los materiales que conforman el área de estudio, se realizó una (1) línea de refracción sísmica y nueve (9) perforaciones con taladro mecánico por los sistemas de roto-percusión y lavado, de los cuales se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas, para la ejecución de ensayos con el fin de determinar las propiedades índices y geomecánicas del subsuelo explorado, y la realización de Ensayo de Penetración Estándar para cada metro de avance de la perforación.

Además, y con el fin de complementar los parámetros de interés del suelo, se realizaron seis (6) apiques por método manual de una profundidad de hasta 1,50 metros.

En total se realizaron 75.95 metros de los cuales se avanzó en suelo hasta una profundidad de 20,00 metros y 9.00 metros de apiques, recuperando muestras alteradas tomadas con el muestreador estándar de cuchara partida (Split spoon) para la ejecución de ensayos de propiedades índice.

Todas las muestras de suelo recuperadas durante la ejecución de los sondeos en la etapa de exploración de campo, fueron debidamente empacadas y referenciadas para posteriormente ser trasladadas al laboratorio de suelos de Alfa Omega Ingenieros S.A.S., en Medellín, donde se sometieron a los ensayos correspondientes.

Las muestras permanecerán en el laboratorio de Alfa Omega Ingenieros S.A.S. durante un mes a partir de la fecha de entrega del informe, si durante este tiempo no se recibe ninguna instrucción sobre el uso que a las muestras deba dárseles, Alfa Omega Ingenieros S.A.S. dispondrá de ellas de la manera que se considere más conveniente.

En la Tabla 5.1 se relacionan los sondeos ejecutados, con la profundidad de exploración y el nivel freático.

Tabla 5.1. Relación del programa de exploración ejecutado.

Sondeo	Profundidad [m]	Nivel Freático [m]	Coordenada X	Coordenada Y
P - 1	8.45	2.00	837.538	1.188.923
P - 2	6.40	0.20	837.543	1.188.941
P - 3	7.30	0.90	837.546	1.188.953
P - 4	6.30	2.90	837.578	1.188.973
P - 5	6.40	0.30	837.561	1.188.937
P - 6	9.40	3.15	837.576	1.188.957
P - 7	7.40	-----	837.512	1.188.967
P - 8	4.30	-----	837.501	1.189.040
P - 9	20.00	1.80	837.523	1.188.952
AP - 1	1.50	1.40	837.517	1.188.957
AP - 2	1.50	1.00	837.541	1.188.945
AP - 3	1.50	-----	837.569	1.188.946
AP - 4	1.50	-----	837.547	1.188.958
AP - 5	1.50	-----	837.523	1.189.015
AP - 6	1.50	-----	837.504	1.188.993

En la Figura 5.1 se muestra la ubicación de los sondeos y de la línea sísmica realizada en campo.

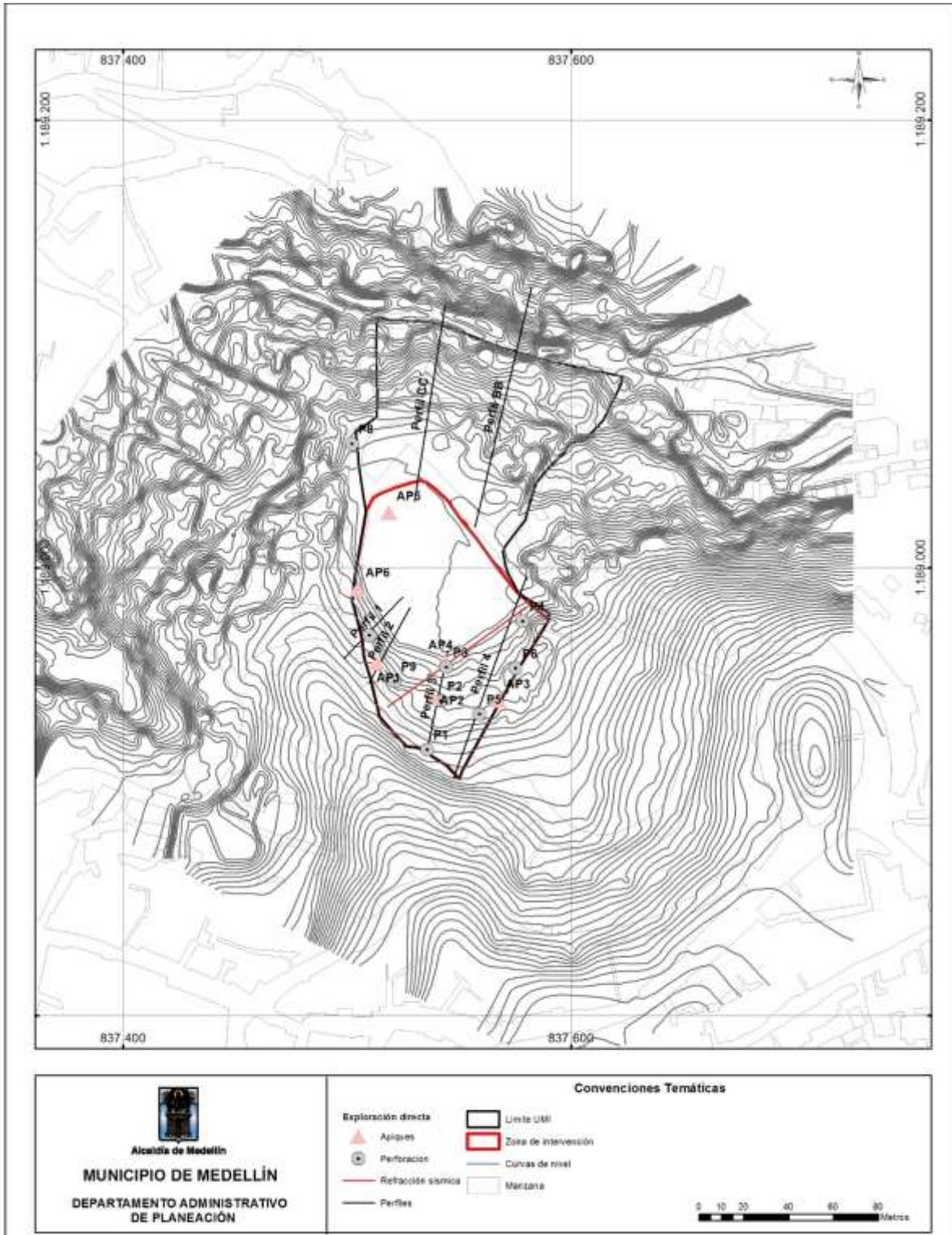


Figura 5.1. Ubicación exploración

6. INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

Con el fin de realizar los ensayos necesarios para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo investigado, las muestras recuperadas fueron llevadas al laboratorio de suelos de Alfa Omega Ingenieros S.A.S, en Medellín, en donde se efectuó la descripción de las muestras desde el punto de vista geológico y de propiedades índices tales como forma, color, humedad y consistencia del material, mediante un examen visual con base en la norma I.N.V. E – 102.

Se eligieron las muestras más representativas para determinarles el contenido de humedad natural y realizarles los ensayos de granulometría y límites de consistencia con el fin de obtener su clasificación con base en el Sistema de Clasificación Unificada (USC) y AASHTO (American Association of State Highway Officials).

En el Anexo 1 se pueden revisar los registros de perforación donde se presentan las columnas estratigráficas correspondientes a cada perforación realizada, con la descripción de cada uno de los estratos encontrados, la localización de las muestras tomadas, la posición del nivel freático en los sitios donde éste se encontró y un resumen de los resultados de los ensayos anteriormente descritos.

En el Anexo 2 del presente informe se presenta una descripción detallada de cada muestra y un registro fotográfico de ellas.

Los resultados de los ensayos de laboratorio se pueden ver en el Anexo 3 del presente informe. En la Tabla 6.1 se presentan los ensayos realizados sobre las muestras.

Tabla 6.1 Ensayos realizados sobre las muestras seleccionadas en la descripción visual.

TIPO DE ENSAYO	NORMA INV	CANTIDAD
Determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo	INV – E – 122	79
Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos	INV – E – 123	26
Determinación del Límite Líquido de los suelos	INV – E – 125	26
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los suelos	INV – E – 126	26
Ensayo de Corte Directo condición consolidada	INV – E – 154	3

TIPO DE ENSAYO	NORMA INV	CANTIDAD
drenada CD		
Ensayo de Corte Directo condición consolidada drenada CU		1
Ensayo de Compresión inconfiadas en muestras de suelos	INV – E – 152	4
CBR de suelos compactados en el laboratorio sobre muestra inalterada	INV – E – 148	6

6.1. PROPIEDADES ÍNDICE Y FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Con base en los sondeos realizados, y junto con la información obtenida de los ensayos de laboratorio, se concluye que la zona en general presenta una estratigrafía muy uniforme la cual se puede expresar de la siguiente manera:

- **Lleno heterogéneo: desde 0.00m hasta 6.00m (Variable de 3.00m a 6.00m)**

Material heterogéneo con presencia de limos, arcillas y arenas, no consolidado, de color pardo con zonas naranjas, grises, amarillas, rojas y negras de humedad y plasticidad media baja. Material con presencia de fragmentos de roca, vidrio, raíces, materia orgánica y escombros, con una relación %Matriz= 90 y %Roca-Escombros=10. Consistencia: Muy Blanda a Firme.

- **Flujo de lodos y/o escombros: desde 3.00 hasta 10.00m (Variable de 3.00m a 10.00m)**

Material de limo arcilloso a arenoso, no consolidado, de color pardo naranja y verdoso, con zonas grises y blancas, de humedad y plasticidad media baja. Material con presencia de clastos de roca subangulosos no mayores a 5 cm de diámetro, con una relación %Matriz= 90 y %Roca=10, presenta zonas saprolitizadas, además de minerales como micas, cuarzo y feldespato. Consistencia: Firme a Dura.

- **Suelo Residual: Horizonte IC: desde 5.00 hasta 11.00m (Variable de 5.00m a 10.00m)**

Material limo arenoso a arena limoso, no consolidado, de color verde, con bandas blancas y zonas pardas, de humedad y plasticidad media. Material homogéneo con presencia de estructura heredada del material parental (zonas saprolitizadas), además de presencia de minerales máficos, plagioclasa y micas. Consistencia: Media a Dura

- **Transición Horizonte IC-IIA: desde 11.00 hasta 20.00m**

Sedimento arenoso (residuos de perforación), con presencia de fragmentos de roca, de color verde, con presencia de minerales máficos, así como plagioclasa.

En la Tabla 6.2 se presenta el resumen de los resultados de laboratorio ejecutados para la caracterización física de las muestras representativas de cada estrato identificado en el estudio de suelos.

Tabla 6.2. Resultados de las propiedades índices para el nivel de suelo identificado.

ESTRATO	SONDEO	MUESTRA	PROF (m)	HUMEDAD (%)	L.L. (%)	I.P. (%)	% GRAVA	% ARENAS	% FINOS	CLASIFICACIÓN	
										U.S.C.S.	AASHTO
LLENO HETEROGÉNEO	P-1	M-3	3,45	39	46	18	0	9	91	ML	A-7-6
	P-4	M-3	3,45	32	46	22	9	33	58	CL	A-7-6
	P-5	M-3	3,45	37	47	17	12	35	53	ML	A-7-5
	P-6	M-4	4,45	33	54	18	9	36	56	MH	A-7-6
FLUJO DE LODOS Y/O ESCOMBROS	P-1	M-5	5,45	37	45	19	6	34	60	CL	A-7-6
	P-2	M-4	4,45	30	30	6	30	31	39	SM	A-4
	P-4	M-5	5,45	42	47	23	1	29	70	CL	A-7-6
	P-6	M-7	7,45	46	52	16	17	32	51	MH	A-7-5
	P-7	M-5	5,45	38	43	7	1	12	88	ML	A-5
	P-7	M-7	7,3	21	44	7	13	49	38	SM	A-5
	P-8	M-3	3,45	10	-	NP	20	43	37	SM	A-4
	P-8	M-4	4,3	14	47	19	1	39	60	ML	A-7-6
SUELO RESIDUAL: HORIZONTE IC	P-2	M-6	6,45	18	30	7	0	48	52	ML	A-4
	P-3	M-4	4,45	35	30	7	4	39	57	CL	A-4
	P-3	M-5	5,45	33	30	7	24	39	37	SM	A-4
	P-5	M-5	5,45	35	47	21	13	39	49	SC	A-7-6
	P-9	M-6	6,45	25	43	14	6	32	62	ML	A-7-6
	P-9	M-10	10,3	23	32	12	1	63	36	SC	A-6
TRANSICIÓN: HORIZONTE IC - IIA	P-9	M-11	13,0	ROCA							
	P-9	M-12	16,0								
	P-9	M-13	20,0								

En la Figura 6.1 se observan las curvas granulométricas obtenidas a partir de los ensayos ejecutados sobre las muestras, según la norma de ensayo INV E – 123 – 13: “Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos”. Se observa que los materiales que conforman los estratos descritos: *Lleno Heterogéneo*, *Flujos de lodos* y *Suelo Residual: Horizonte IC*, en su mayoría es fino puesto que el porcentaje que pasa la

Malla #200 supera el 50%; para el lleno heterogéneo se tiene en mayor proporción suelo fino granular, mientras que para el Flujo de Lodos y Suelo Residual: Horizonte IC hay una pequeña fracción de arenas.

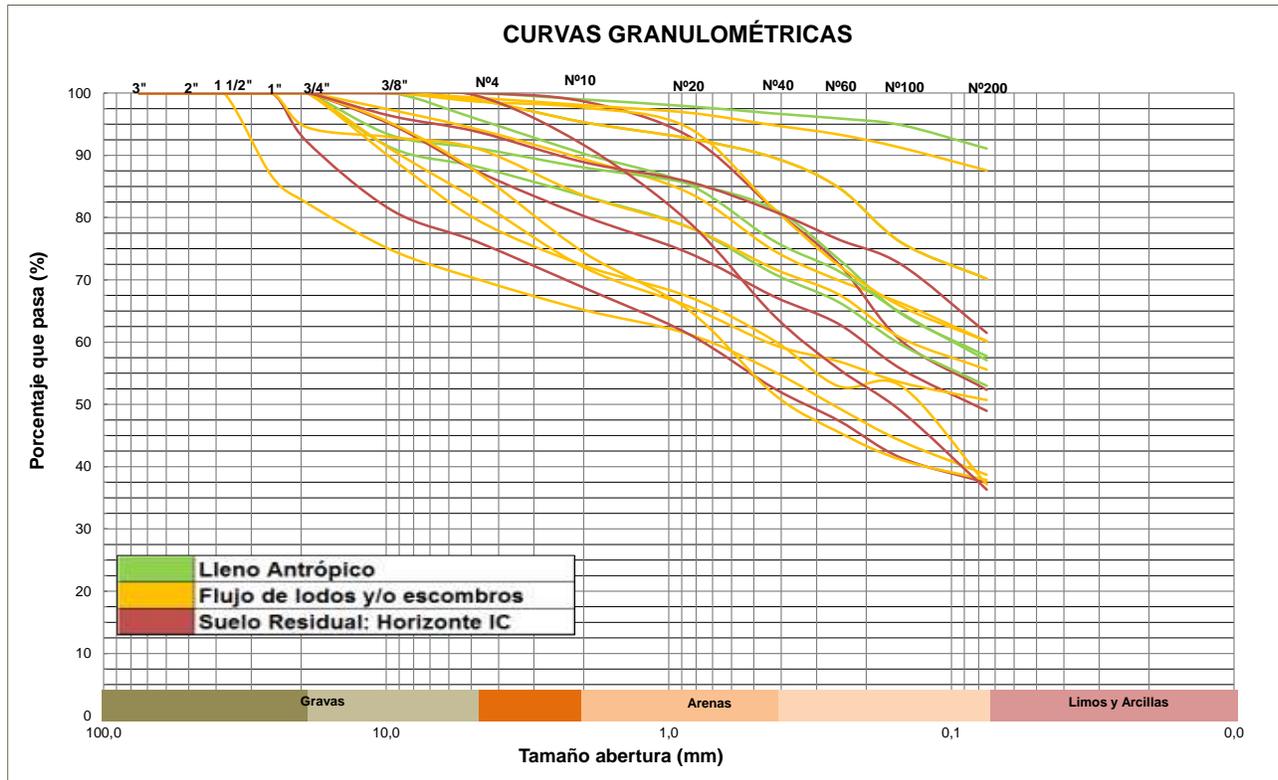


Figura 6.1. Curvas Granulométricas

A partir de la fracción fina de los materiales pasantes del Tamiz N° 40, es posible ejecutar los ensayos de plasticidad de los suelos, INV E – 125 – 13: “Determinación del Límite Líquido de los suelos” e INV E – 126 – 13: “Límite Plástico e Índice de plasticidad de los suelos”. En general, para todas las muestras analizadas la fracción fina de los materiales clasifica como limos elásticos (MH). Algunas muestras presentan Arcillas de baja plasticidad (CL) y Limos de alta y baja plasticidad (ML) para el Flujo de Lodos y el Suelo Residual. Para el Lleno Heterogéneo las muestras analizadas se clasificaron como limos de baja plasticidad (ML) y arcillas de baja plasticidad (CL). Esta clasificación se llevó a cabo mediante la carta de plasticidad de Casagrande, como se muestra en el gráfico de la Figura 6.2.

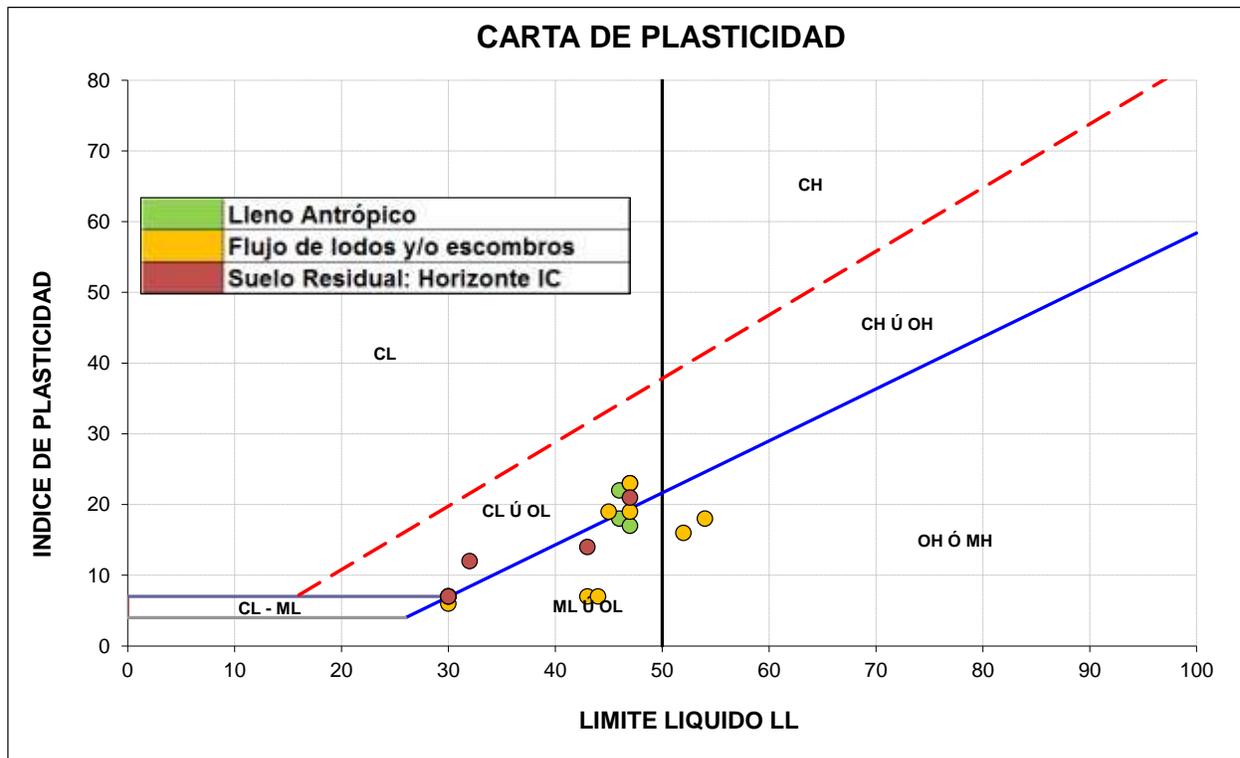


Figura 6.2. Carta de Plasticidad

En la Figura 6.3 se observa la variación de la resistencia de los estratos con la profundidad, de acuerdo al número de golpes del ensayo SPT, para cada metro perforado. En general, para todos los casos se observa un comportamiento de relación proporcional entre el aumento de la profundidad y la resistencia a la penetración. Para el estrato descrito como flujo de lodos y/o escombros se encontró una resistencia promedio de 46 golpes/pie y una máxima de 81 golpes/pie, para el Lleno heterogéneo se tiene una resistencia promedio de 7 golpes/pie y una máxima de 12 golpes/pie, y para el estrato definido como Suelo Residual: Horizonte IC se encontró una resistencia promedio de 52 golpes/pie y una máxima de 97 golpes/pie. El ensayo fue ejecutado según los procedimientos descritos en la norma de ensayo INV E – 111 – 13: “Ensayo normal de penetración (SPT)”.

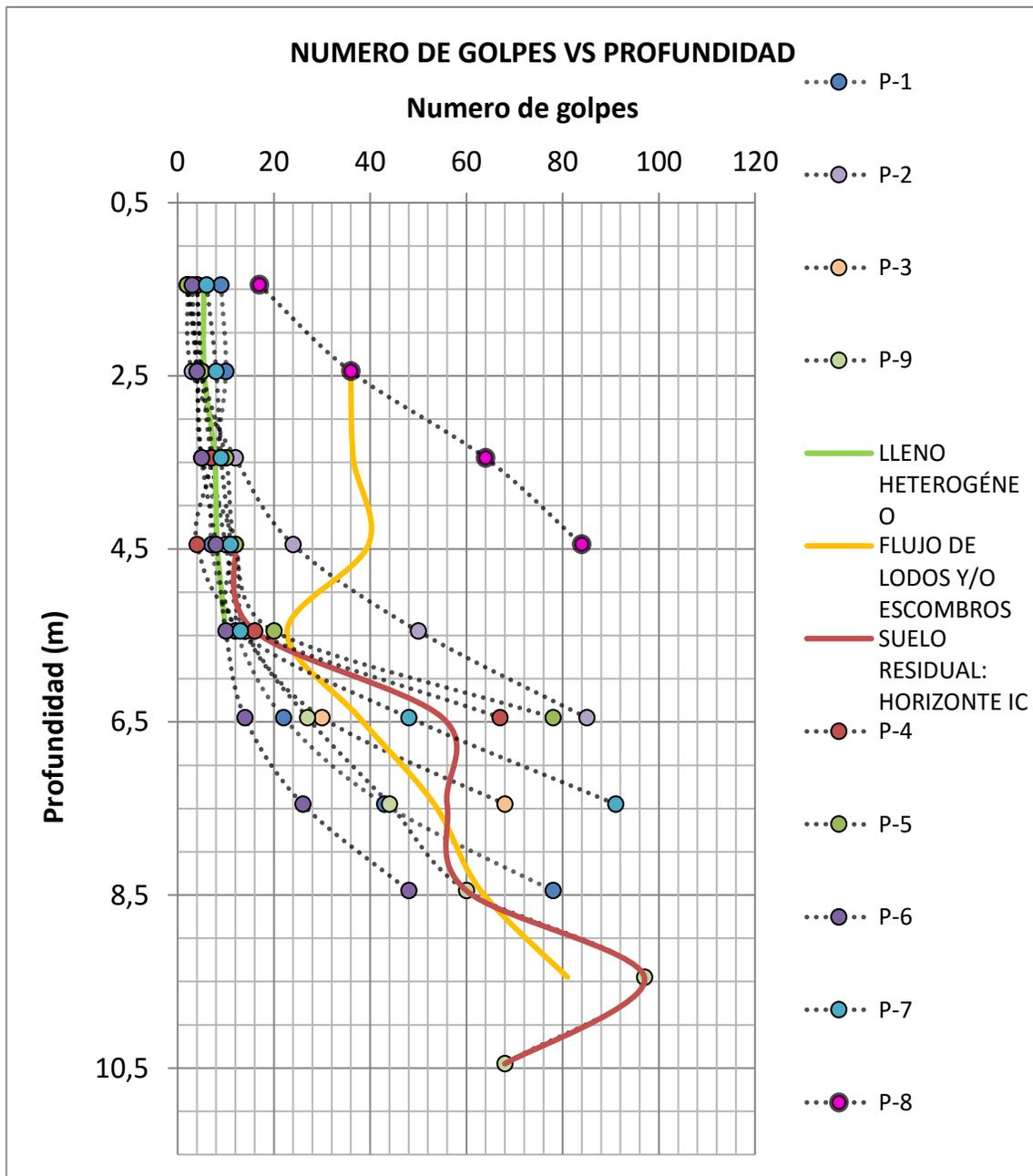
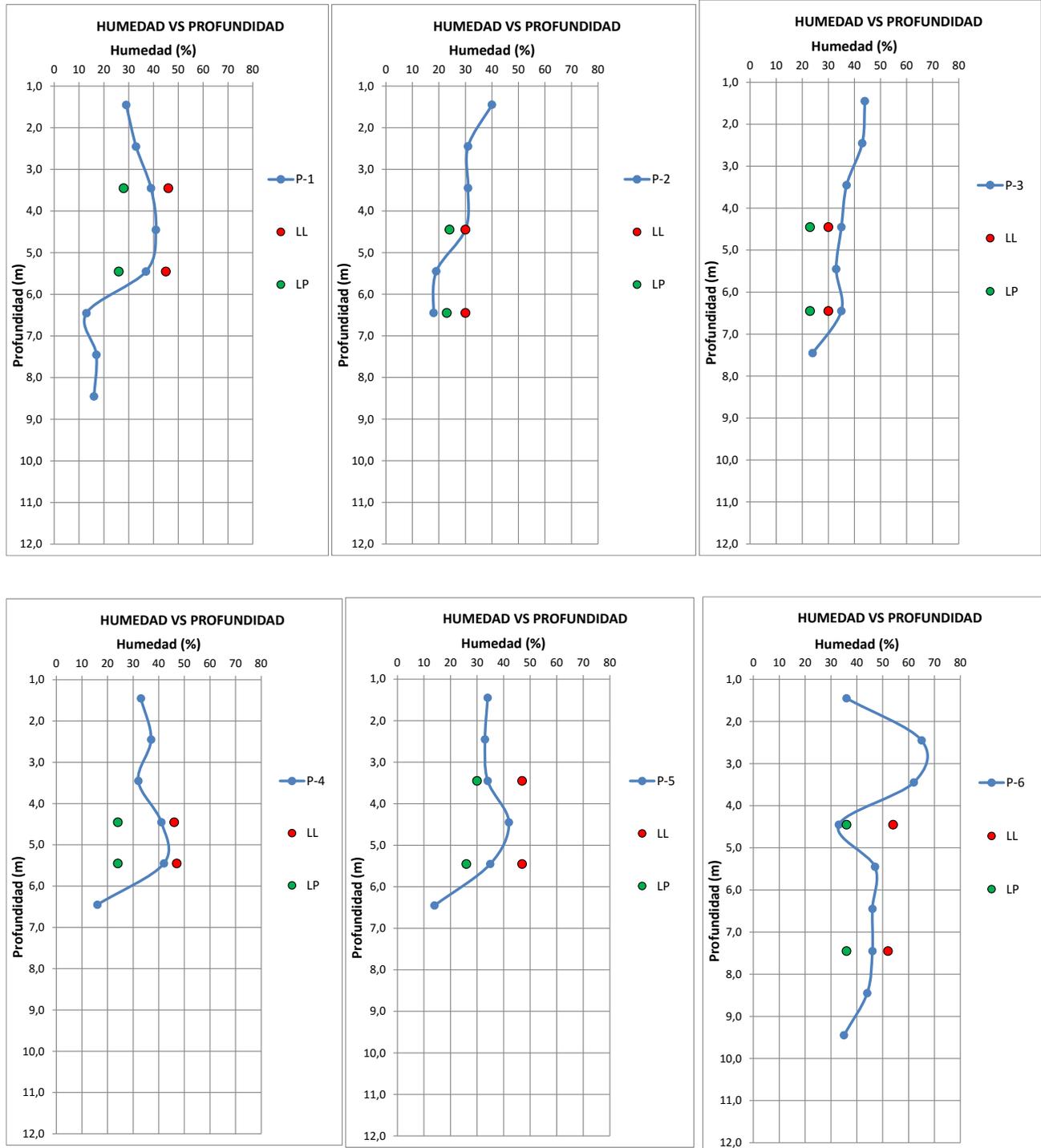


Figura 6.3. Variación del número de golpes obtenido del ensayo SPT con la profundidad.

En la Figura 6.4 se logra apreciar la variación del contenido de humedad con la profundidad para las nueve perforaciones, como también los límites líquidos y plásticos de cada una de las muestras ensayadas, estos valores dan indicios del índice de liquidez que presentan los suelos en el momento de la exploración. En la mayoría de los casos,

los materiales en la zona se encontraban en estado sólido o plástico y humedades promedios alrededor de 30%, mostrando valores entre el 10% y el 65%.



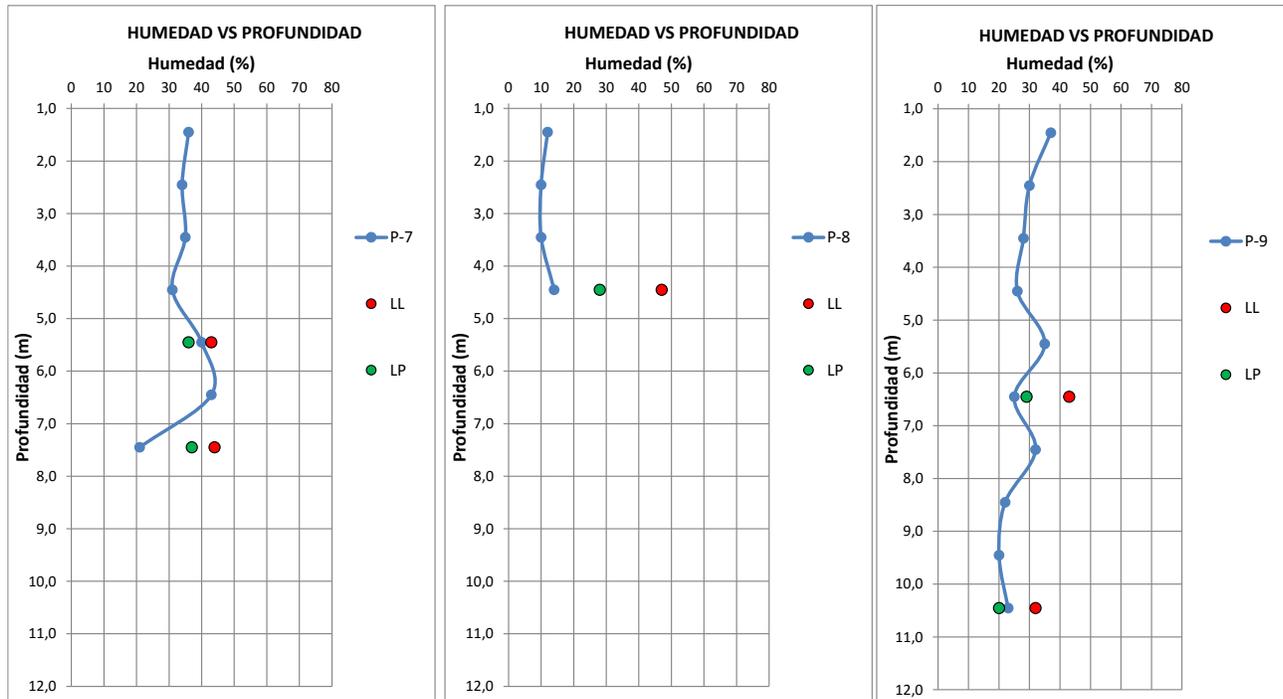


Figura 6.4. Variación de la humedad con la profundidad en las perforaciones realizadas

6.2. PARÁMETROS DEL SUELO

Para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo se realizaron tanto por medición directa a través de ensayos de laboratorio, así como correlaciones existentes y avaladas por la literatura técnica y amplia aplicación en el medio.

Se ejecutaron en el laboratorio de Alfa Omega Ingenieros S.A.S. los siguientes ensayos para la caracterización geomecánica.

- Tres (3) ensayos de compresión simple.
- Tres (2) ensayos de corte directo modalidad CD
- Un (1) ensayo de corte directo modalidad CU.

Adicionalmente, se realizó la estimación de parámetros con base a correlaciones existentes y de amplia utilización en el ámbito técnico, que son saber:

- El método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' , teniendo en cuenta el empleo de los datos del ensayo de penetración estándar, SPT (González G. Álvaro, 1999).
- Los resultados de la resistencia última del suelo y pesos específicos a partir de los valores obtenidos del ensayo SPT según Hunt (1948)
- Estimación del ángulo de fricción de acuerdo al método propuesto por la Administración Federal de Carreteras (FHWA) según el reporte FHWA IF-02-34 de 2002 que correlaciona el ángulo de fricción interno del suelo con el valor del índice de plasticidad.

6.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN SUELOS

Se realizó ensayo de compresión a varias muestras de suelo inalteradas, extraídas in situ por medio de tuberías tipo Shelby.

La resistencia a la compresión simple o inconfiada, es la carga por unidad de área a la cual una probeta de suelo, cilíndrica o prismática, falla en el ensayo de compresión simple.

Este se realiza con el fin de determinar la resistencia o esfuerzo último de un suelo cohesivo a la compresión no confinada y encontrar un valor para el parámetro de cohesión del suelo, mediante la aplicación de una carga axial con control de deformación y utilizando una muestra de suelo inalterada tallada en forma de cilindro, generalmente con una relación alto/diámetro igual a 2. En las siguientes gráficas se pueden observar los resultados del ensayo.

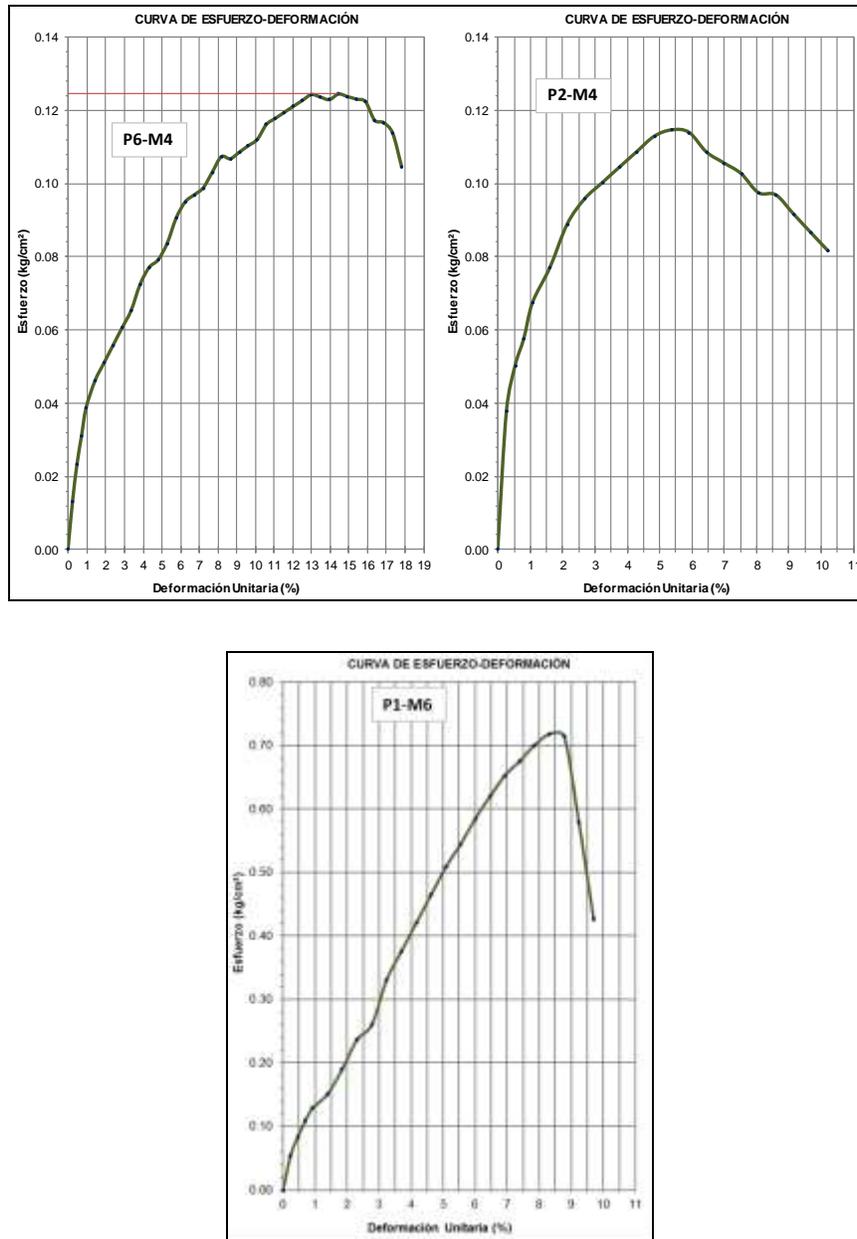


Figura 6.5. Curvas Esfuerzo- Deformación P6-M4, P2-M4 y P1-M6.

Tabla 6.3. Parámetros de resistencia del suelo por ensayo de compresión simple en suelo

ESTRATO	MUESTRA	γ (KN/m ³)	qu (KN/m ²)	Cu (KN/m ²)
Flujo de lodos y/o escombros	P1-M6	20.71	72	36
	P2-M4	20.43	11	5.5
Lleno Heterogéneo	P6-M4	17.58	12	6

6.4. ENSAYO DE CORTE DIRECTO CU Y CD

La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga. Para conocer una de estas resistencias en laboratorio se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada o circular dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v) y luego una carga horizontal (P_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra.

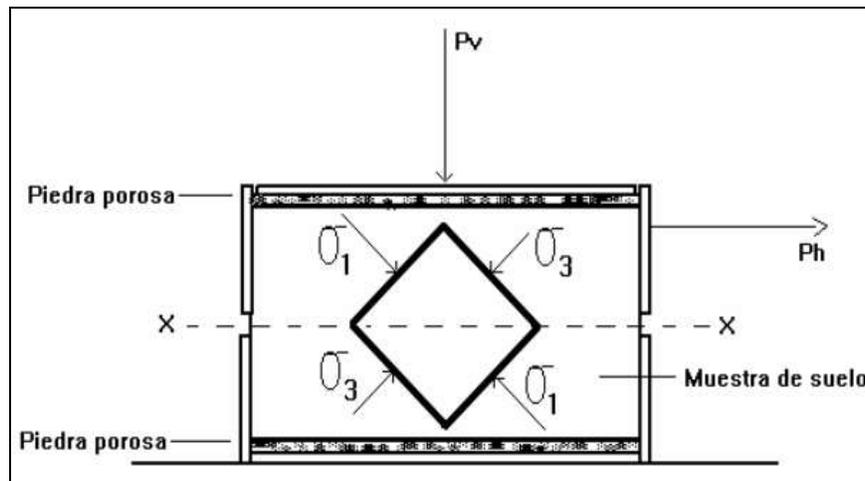


Figura 6.6. Esquema del aparato del corte directo

El ensayo induce la falla a través de un plano determinado. Sobre este plano de falla actúan dos esfuerzos:

- Un esfuerzo normal (σ_n), aplicado externamente debido a la carga vertical (P_v).
- Un esfuerzo cortante (τ), debido a la aplicación de la carga horizontal.

Estos esfuerzos se calculan dividiendo las respectivas fuerzas por el área (A) de la muestra o de la caja de corte y deberían satisfacer la ecuación de Coulomb: $\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\varphi)$.

Según esta ecuación la resistencia al corte depende de la cohesión (c) y la fricción interna del suelo (φ). Al aplicar la fuerza horizontal, se van midiendo las deformaciones y

con estos valores es posible graficar la tensión de corte (T), en función de la deformación (ϵ) en el plano de esta tensión de corte. De la gráfica es posible tomar el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte del suelo. Los valores de τ se llevan a un gráfico en función del esfuerzo normal (σ_n), obteniendo la recta intrínseca, donde T va como ordenada y σ_n como abscisa. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo ϕ y el intercepto con el eje T , la cohesión c .

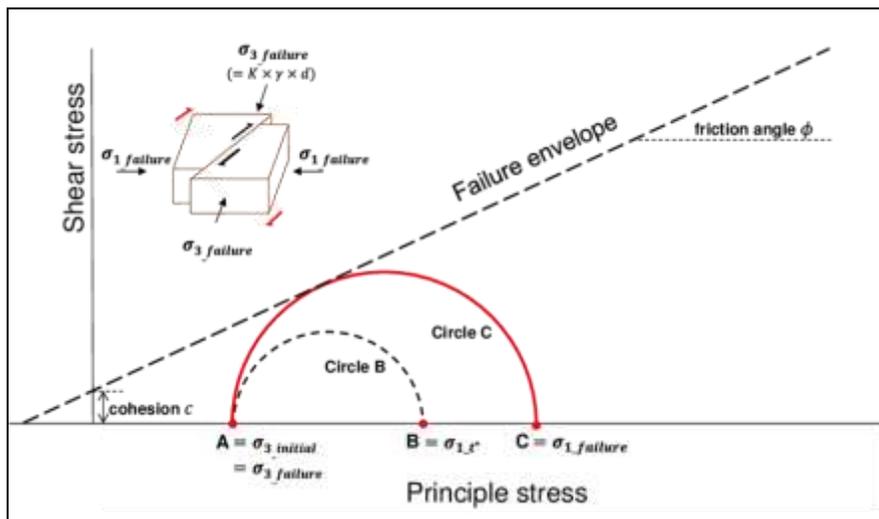
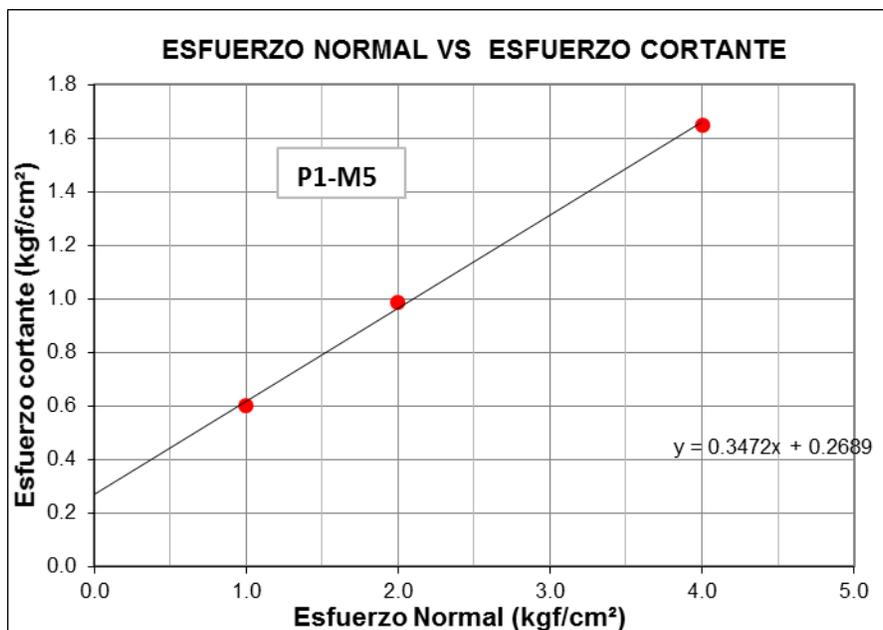
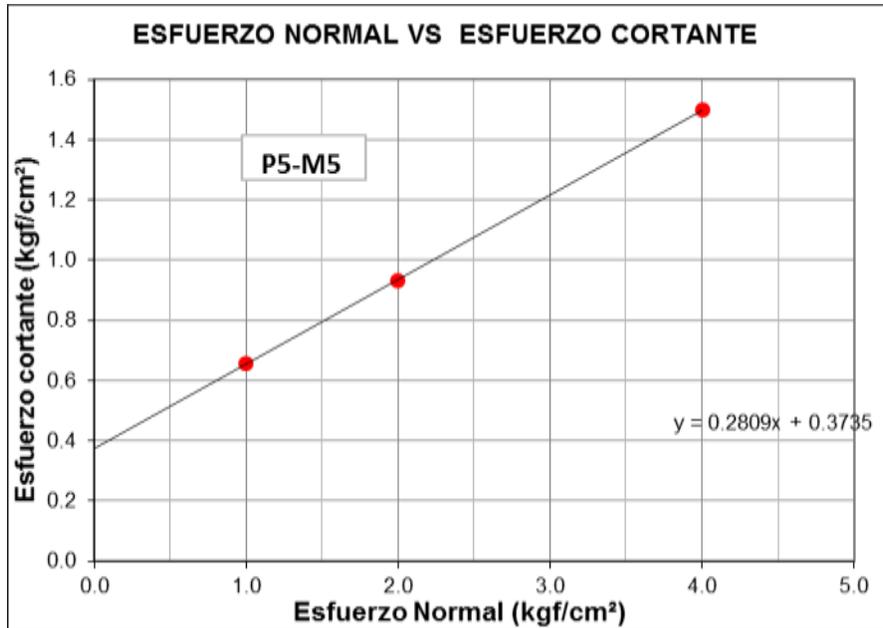


Figura 6.7. Envoltente de falla típica de Mohr – Coulomb.

Ensayo consolidado no drenado (CU): En éste ensayo se permite que la muestra drene o se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es rápida para que la presión de poros no pueda disiparse en el transcurso del ensayo. Estos ensayos no se usan en suelos permeables y es necesario medir el movimiento vertical durante la consolidación (drenaje) para saber cuándo se producido por completo.

Ensayo consolidado drenado (CD): La velocidad de corte es lenta, se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo siendo las presiones intersticiales nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante ($u = 0$), esto implica que: $\sigma = \sigma'$, $c = c'$, $\phi = \phi'$.

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de corte directo consolidado no drenado (Cu) y drenado (CD), ejecutados sobre las muestras más representativas de los diferentes estratos detectados a lo largo del trazado, con el cual fue posible obtener directamente los parámetros del suelo de cohesión y de ángulo de fricción sobre muestras de suelo en condiciones inalteradas.



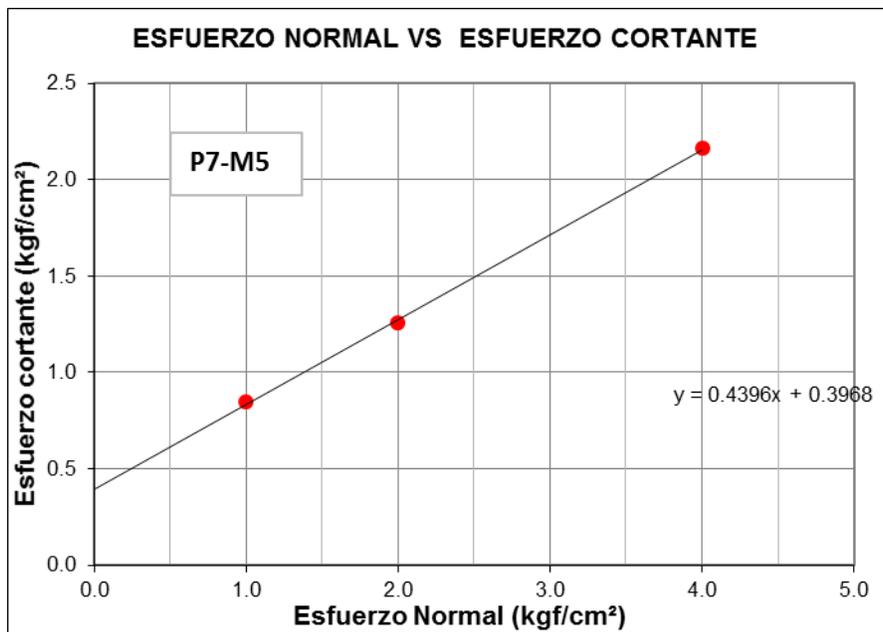
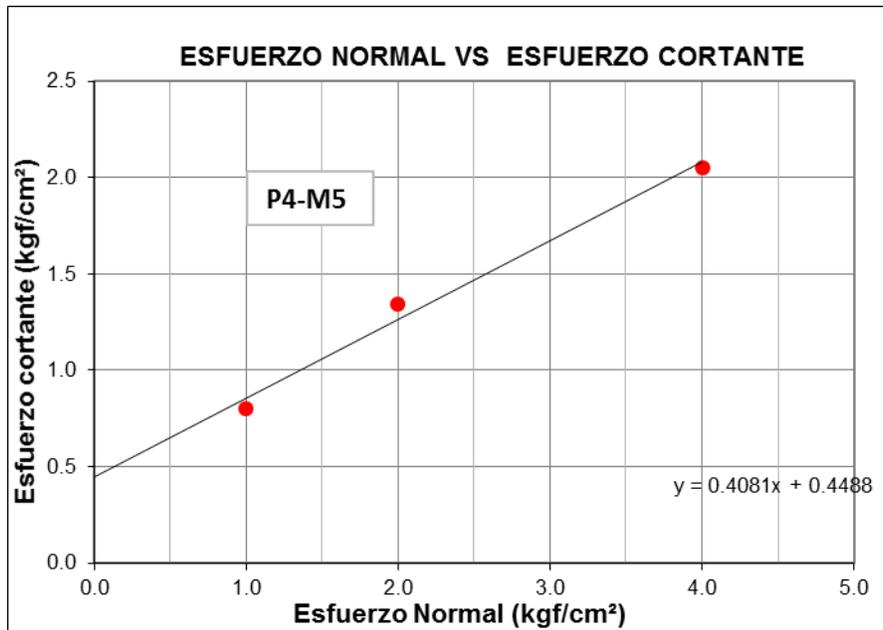


Figura 6.8. Gráfico Esfuerzo Normal- Esfuerzo Cortante ensayo corte directo CU y CD.

Tabla 6.4. Parámetros del suelo dados por el ensayo de Corte Directo.

ESTRATO	MUESTRA	CONDICIÓN	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	Phi (°)
Suelo residual horizonte IC	P5-M5	CU	18.64	15	37
Lleno	P1-M5	CD	17.56	27	19

ESTRATO	MUESTRA	CONDICIÓN	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	Phi (°)
Heterogéneo					
Suelo residual horizonte IC	P4-M5	CD	20.40	45	22
Flujo de lodos y/o escombros	P7-M5	CD	19.32	40	23

6.5. MÉTODO DE ÁLVARO J. GONZÁLEZ G.

La determinación de los parámetros de resistencia del suelo se realizó mediante el método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' , mediante el empleo de los datos de SPT (González G. Álvaro, 1999).

El ensayo de penetración estándar SPT es uno de los ensayos más utilizados para la caracterización mecánica de los suelos. Aunque las muestras recuperadas en la cuchara (muestreador) del SPT son alteradas (remoldeadas), es posible conocer, a través de su recuperación parámetros importantes como la clasificación, la plasticidad y la humedad.

Con base en el número de golpes de los últimos 0,30 m de cada ensayo y en conjunto con la clasificación del material es posible establecer una primera aproximación al comportamiento mecánico del material.

Teniendo en cuenta que este estudio se basa en la metodología de González (1999), se consideraron al igual que en ese artículo que los factores $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 1$ y solamente se tendrán en cuenta los factores C_n y η_1 .

Para el cálculo del factor de corrección por confinamiento (C_n), basándose en el análisis realizado por González (1999), se utilizó la ecuación que se acerca más al promedio de las propuestas más destacadas para calcular este parámetro (Peck, Seed, Meyerhof-Ishihara, Liao-Whitman, Skempton, Seed-Idriss, González y Schmertmann), expresión que corresponde a la de Seed-Idriss que se presenta a continuación:

Seed-Idriss (Marcuson) [Tomada de González (1999)]

$$C_n = 1 - k \log(R_s) \quad \begin{cases} k = 1,41 & \text{si } R_s < 1 \\ k = 0,92 & \text{si } R_s \geq 1 \end{cases} \quad R_s = \frac{\sigma_v'}{P_a}$$

Cabe aclarar que como criterio propio fue limitado C_n a un valor máximo de 1,2.

Una vez calculado el N_{1se} se procede a calcular el $(N_1)_{45}$, el cual considera la corrección por energía de la siguiente manera:

$$(N_1)_{45} = N_1 \frac{100}{45}$$

ESTRATO	h (m)	N	γ_m	σ	u	σ'_v	C_N	N1	N1 ₍₄₅₎	PECK	KISHIDA	JRB	PERCENTIL	T
			ton/m ³	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²				$\Phi 1$	$\Phi 2$	$\Phi 3$	$\Phi 4$	
			o	o	o	o				ton/m ²				
1	1.45	5	1.75	2.54	0.45	2.09	1.959	10.7	4.8	30	25	22	23	0.90
1	2.45	6	1.75	4.29	1.45	2.84	1.771	9.7	4.4	30	24	21	23	1.20
1	3.45	8	1.75	6.04	2.45	3.59	1.628	12.6	5.7	30	26	22	24	1.59
1	4.45	8	1.75	7.79	3.45	4.34	1.511	12.4	5.6	30	26	22	24	1.92
1	5.45	10	1.75	9.54	4.45	5.09	1.414	14.1	6.4	30	26	23	25	2.32
2	2.45	36	1.85	4.53	1.45	3.08	1.721	61.9	27.9	35	39	31	33	2.03
2	3.45	37	1.85	6.38	2.45	3.93	1.572	57.4	25.8	35	38	31	33	2.53
2	4.45	40	1.85	8.23	3.45	4.78	1.452	57.6	25.9	35	38	31	33	3.08
2	5.45	23	1.85	10.08	4.45	5.63	1.352	30.7	13.8	32	32	26	29	3.12
2	6.45	38	1.85	11.93	5.45	6.48	1.265	47.8	21.5	34	36	29	32	3.98
2	7.45	53	1.85	13.78	6.45	7.33	1.190	63.5	28.6	36	39	31	34	4.85
2	8.45	63	1.85	15.63	7.45	8.18	1.123	70.7	31.8	36	40	32	34	5.60
2	9.45	81	1.85	17.48	8.45	9.03	1.062	86.0	38.7	38	43	34	36	6.59
3	4.45	12	2.00	8.90	3.45	5.45	1.372	16.5	7.4	30	27	23	25	2.57
3	5.45	16	2.00	10.90	4.45	6.45	1.269	20.3	9.1	31	29	24	26	3.20
3	6.45	55	2.00	12.90	5.45	7.45	1.180	64.9	29.2	36	39	32	34	4.96
3	7.45	56	2.00	14.90	6.45	8.45	1.103	61.8	27.8	35	39	31	33	5.55
3	8.45	60	2.00	16.90	7.45	9.45	1.035	62.1	27.9	35	39	31	33	6.22
3	9.45	97	2.00	18.90	8.45	10.45	0.973	94.4	42.5	39	44	35	37	7.89
3	10.45	68	2.00	20.90	9.45	11.45	0.917	62.4	28.1	36	39	31	33	7.54
	Lleno Heterogéneo				Flujo de lodos y/o escombros				Suelo residual horizonte IC					

En la Tabla 6.5 se resumen los valores definidos para los parámetros de resistencia de los materiales presentes en la zona del proyecto. Gráficamente se pueden observar los cálculos de los mismos en la Figura 6.9.

Tabla 6.5. Parámetros de resistencia del suelo

ESTRATO	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Lleno Heterogéneo	17.5	--	24
Flujo de lodos y/o escombros	18.5	--	34
Suelo residual horizonte IC	20.0	--	33

No fue posible correlacionar la resistencia del suelo transición IC-IIA, las muestras fueron extraídas por rotación, no SPT

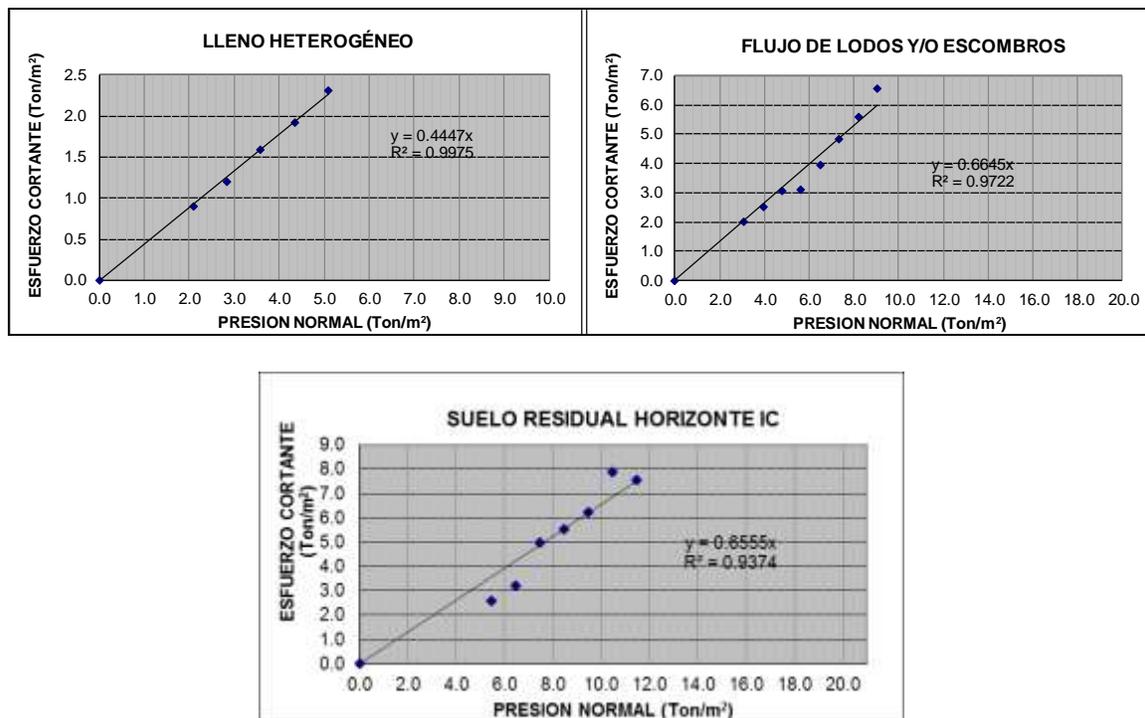


Figura 6.9. Método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' .

6.6. CORRELACIÓN DE RESISTENCIA ÚLTIMA CON N DE ENSAYO SPT.

En la Tabla 6.6 se presentan también correlaciones entre los valores N obtenidos del ensayo SPT como lo son, la densidad saturada y la resistencia a compresión simple para suelos arcillosos y limos plásticos según la adaptación de **Hunt (1984)** a los trabajos de **Terzaghi** y **Peck (1948)**. (Fuente: Propiedades de los suelos finos. Hunt, 1989 en IGME, 1987).

Tabla 6.6. Valores de q_u a partir de ensayo de SPT

Consistencia	N	Identificación manual	γ_{sat} g/cm ³	q_u (kg/cm ²)
Dura	>30	Se marca difícilmente	>2.0	>4.0
Muy rígida	15 30	Se marca con la uña del pulgar	2.08 2.24	2.0-4.0
Rígida	8 15	Se marca con el pulgar	1.92 2.08	1.0-2.0
Media	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1.76 1.92	0.5-1.0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1.60 1.76	0.25-0.5
Muy blanda	<2	Se deshace entre los dedos	1.44 1.60	0-0.25

Así, es posible calcular un valor de cohesión, a partir de la siguiente ecuación:

$$C = \frac{q_u}{2}$$

Dónde: C: Cohesión (kg/cm²)

q_u : Resistencia última, obtenida en el ensayo de compresión simple (kg/cm²)

6.7. CORRELACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO CON EL VALOR DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD

El Método de la FHWA según el reporte FHWA IF-02-34 de 2002¹ que correlaciona el ángulo de fricción interno del suelos con el valor del índice de plasticidad de acuerdo con la Tabla 6.7, en el estrato denominado depósito de flujo de lodos y escombros se encontró que el índice de plasticidad promedio es de 18% con una desviación típica de

¹ Federal Highway Administration (FHWA) Report FHWA-IF-02-034: *Evaluation of Soil and Rock Properties*, Washington (2002).

6, es decir, se presenta un Índice de Plasticidad máximo de 12% y mínimo de 24%, tal como se presente en las siguientes imágenes de la Tabla 6.7.

Tabla 6.7. Valores del ángulo de fricción vs Índice de plasticidad método FHWA.

ESTRATO	CORRELACIÓN
Lleno Heterogéneo	<p>Enter "PI" (Plasticity Index): 27.00 [%]</p> <p>1. According to FHWA*:</p> <p>Internal friction angle: $\varphi' = 26.5$ [°]</p> <p>The formula used to obtain the internal friction angle from the PI:</p> $\varphi' = \arcsin \frac{0,8 - 0,094 \ln(PI)}{1,10}$
Flujo de lodos y/o escombros	<p>Enter "PI" (Plasticity Index): 18.00 [%]</p> <p>1. According to FHWA*:</p> <p>Internal friction angle: $\varphi' = 28,7$ [°]</p> <p>The formula used to obtain the internal friction angle from the PI:</p> $\varphi' = \arcsin \frac{0,8 - 0,094 \ln(PI)}{1,10}$
Suelo residual horizonte IC	<p>Enter "PI" (Plasticity Index): 12.00 [%]</p> <p>1. According to FHWA*:</p> <p>Internal friction angle: $\varphi' = 31.0$ [°]</p> <p>The formula used to obtain the internal friction angle from the PI:</p> $\varphi' = \arcsin \frac{0,8 - 0,094 \ln(PI)}{1,10}$

En la Tabla 6.8 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple y corte directo:

Tabla 6.8. Resumen de parámetros de resistencia al corte calculados

ENSAYO	ESTRATO	MUESTRA	PROF. (m)	Y_m (kN/m ³)	C (kN/m ²)	Φ (°)	q_u (kN/m ²)
Compresión simple	Flujo de lodos y/o escombros	P1-M6	3.45	20.71	36	--	72
		P2-M4	4.45	20.43	5.5	--	11
	Lleno Heterogéneo	P6-M4	4.45	17.58	6	--	12
Corte directo CU	Suelo residual IC	P5-M5	5.45	18.64	15	37	--

ENSAYO	ESTRATO	MUESTRA	PROF. (m)	γ_m (kN/m ³)	C (kN/m ²)	Φ (°)	q_u (kN/m ²)
Corte directo CD	Lleno Heterogéneo	P1-M5	5.45	17.56	27	19	--
	Suelo residual horizonte IC	P4-M5	5.45	20.40	45	22	--
	De lodos y/o escombros	P7-M5	5.45	19.32	40	23	--
Método Álvaro González	Lleno Heterogéneo	--	--	17.50	0	24	--
	Flujo de lodos y/o escombros	--	--	18.50	0	34	--
	Suelo residual horizonte IC	--	--	20.00	0	33	--
Método de Hunt	Lleno Heterogéneo	--	--	18.00	20	--	40
	Flujo de lodos y/o escombros	--	--	19.50	45	--	90
	Suelo residual horizonte IC	--	--	20.6	60	--	120
Método FHWA	Lleno Heterogéneo	IP = 27		--	--	26.5	--
	Flujo de lodos y/o escombros	IP = 18		--	--	28.7	--
	Suelo residual horizonte IC	IP = 12		--	--	31	--

6.8. PARÁMETROS DE DISEÑO

Luego de la observación de las muestras de suelo obtenidas en las perforaciones, ensayos de laboratorio y correlaciones avaladas para estimar parámetros del suelo a partir de ensayos de penetración estándar SPT, se determinaron los valores de diseño para los estratos de suelo encontrados.

Apelando a las características del suelo estimadas en los ensayos de clasificación (ensayos de granulometría y límites de Atterberg), dando indicios de que las muestras corresponden a suelos de grano fino correspondientes a limos plásticos, con algunas presencias de arenas y arcillas se estiman parámetros de resistencia el corte para suelos

cohesivos, sin despreciar el componente friccionante que pueden aportar éstos mismo además de las arenas y gravas detectados en algunas muestras.

Dadas las características intrínsecas de los **llenos heterogéneos**, donde se puede manifestar cambios drásticos en los valores de los parámetros de resistencia al suelo se adoptaron valores conservadores, mientras que la cohesión se estimó a un valor menor a la cohesión última (C_u) obtenido del ensayo de compresión simple (6 kPa), para el ángulo de fricción se estimó como un valor promedio a los ángulos de fricción calculados por los diferentes métodos de estimación de parámetros.

En el caso del estrato correspondiente a **flujo de lodos y/o escombros**, el peso unitario corresponde al valor obtenido del ensayo de corte directo CD, para estimar los valores de cohesión y ángulo de fricción fueron calculados a partir del promedio de todos los métodos y posteriormente, reduciendo el valor de cohesión debido a que el estrato no es puramente cohesivo y el ángulo de fricción fue reducido porque tampoco lo es puramente friccionante, se considera así, una forma de equilibrar los componentes de resistencia al suelo para un estrato que presenta suelos de grano fino como también clastos de diferentes tamaños.

Para el estrato correspondiente al suelo **residual horizonte IC**, se utilizó un valor de 20kn/m³ de peso unitario por ser el predominante en los diferentes métodos, los valores de cohesión y ángulo de fricción se tomaron directamente del ensayo corte directo CU por encontrarse dentro de rangos admisibles para estos tipos de suelos, así como también, con el fin de evaluar la resistencia del material en condiciones críticas no drenadas.

Tabla 6.9. Parámetros de resistencia al corte del suelo

Nombre de estrato	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Modelo de análisis	Cohesión (kN/m ²)	Angulo de fricción ϕ
Lleno Heterogéneo		17.5	Mohr-Coulomb	5	26
Flujo de lodos y/o escombros		19.3	Mohr-Coulomb	20	24

Nombre de estrato	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Modelo de análisis	Cohesión (kN/m ²)	Angulo de fricción ϕ
Suelo residual horizonte IC		20.0	Mohr-Coulomb	15	37

6.9. DISEÑO SISMO RESISTENTE

De acuerdo con las clasificaciones que establece el Código Colombiano para Construcción de Edificaciones Sismo Resistentes NSR – 10, el suelo en la zona del proyecto se puede definir de la siguiente manera:

Tabla 6.10. Parámetros para el diseño sismo resistente

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMO RESISITENTE	
Municipio	Medellín
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aa (aceleración horizontal pico efectiva)	0,15
Av (velocidad horizontal pico efectiva)	0,20
N (número medio de golpes)	27
Tipo de Perfil de suelo	D
Fa (Factor de amplificación para periodos cortos)	1,5
Fv (Factor de amplificación para periodos intermedios)	2,0
Grupo de uso	
Coefficiente de importancia	

6.10. NIVEL FREÁTICO

Se detectó nivel freático en las perforaciones realizadas variable entre los 0.20m y los 3.15 m de profundidad.

Tabla 6.11. Relación de nivel Freático con las perforaciones

Perforación	Nivel Freático (m)	Coordenada X	Coordenada Y
P1	2.00	837.538	1.188.923
P2	0.20	837.543	1.188.941
P3	0.90	837.546	1.188.953
P4	2.90	837.578	1.188.973
P5	0.30	837.561	1.188.937
P6	3.15	837.576	1.188.957
P7	-----	837.512	1.188.967
P8	-----	837.501	1.189.040

P9	1.80	837.523	1.188.952
AP - 1	1.40	837.517	1.188.957
AP - 2	1.00	837.541	1.188.945

6.11. SECCIONES GEOTECNICAS

Se presentan 4 secciones geotécnicas ubicadas en zonas muy representativas del sector, elaboradas de acuerdo con los levantamientos de topografía y los resultados de las investigaciones geotécnicas. Para la UMI asociada se presentan dos secciones más. La localización en planta de las secciones de análisis se encuentra en la Figura 6.10.

Para la selección de los perfiles o taludes representativos, se escogieron según geomorfología más crítica que se encontró en las investigaciones geológicas. Para esta zona se hizo recorrido de campo, donde se pudieron identificar afloramientos para caracterizar los perfiles a lo que se suma el conocimiento que se tiene del comportamiento de los cuerpos allí presentes. A continuación, se presenta la ubicación de éstos perfiles:

De los cuales se obtuvieron los siguientes perfiles geotécnicos que se sometieron a los análisis de estabilidad de taludes en los términos considerados en la normativa para la evaluación de la UMI.

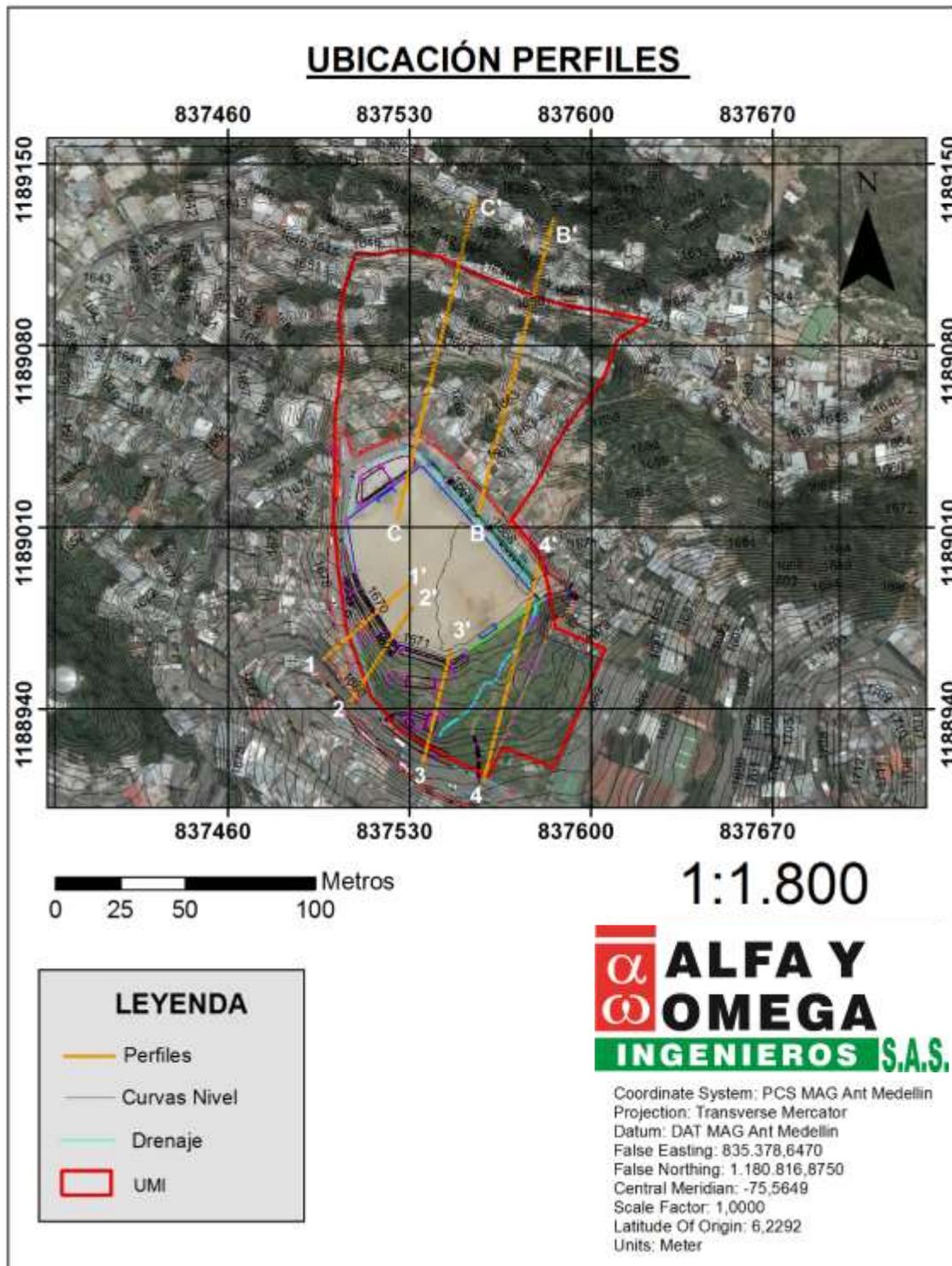


Figura 6.10. Ubicación en planta de perfiles geotécnicos

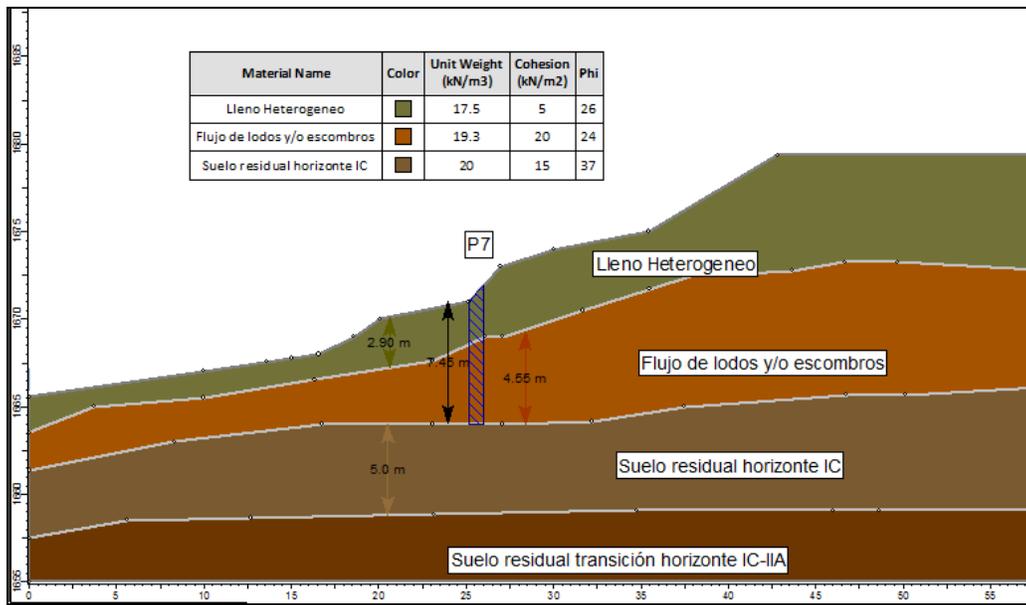


Figura 6.11. Perfil geotécnico de sección 1-1'

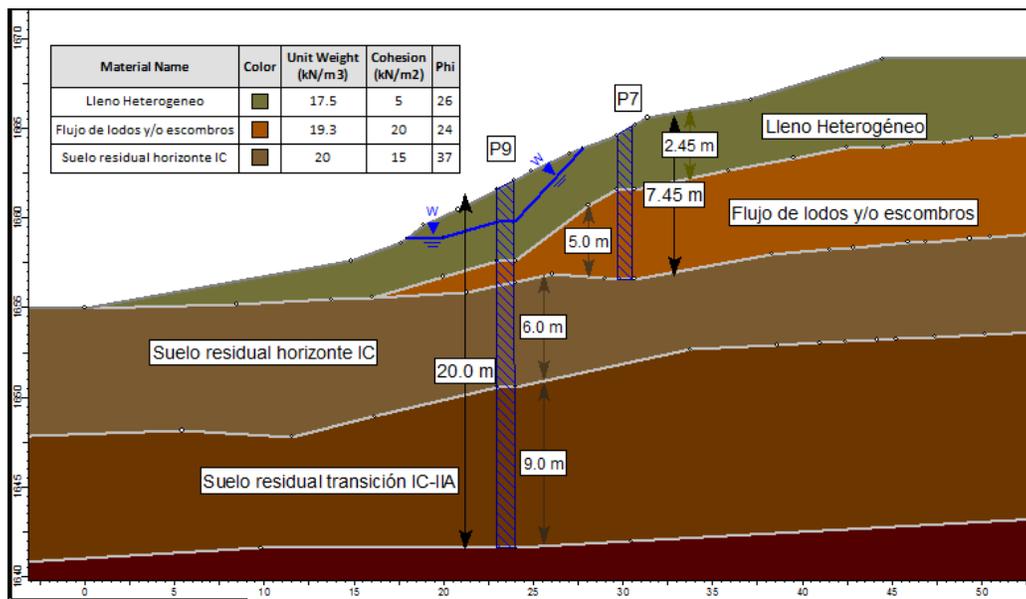


Figura 6.12. Perfil geotécnico de sección 2-2'

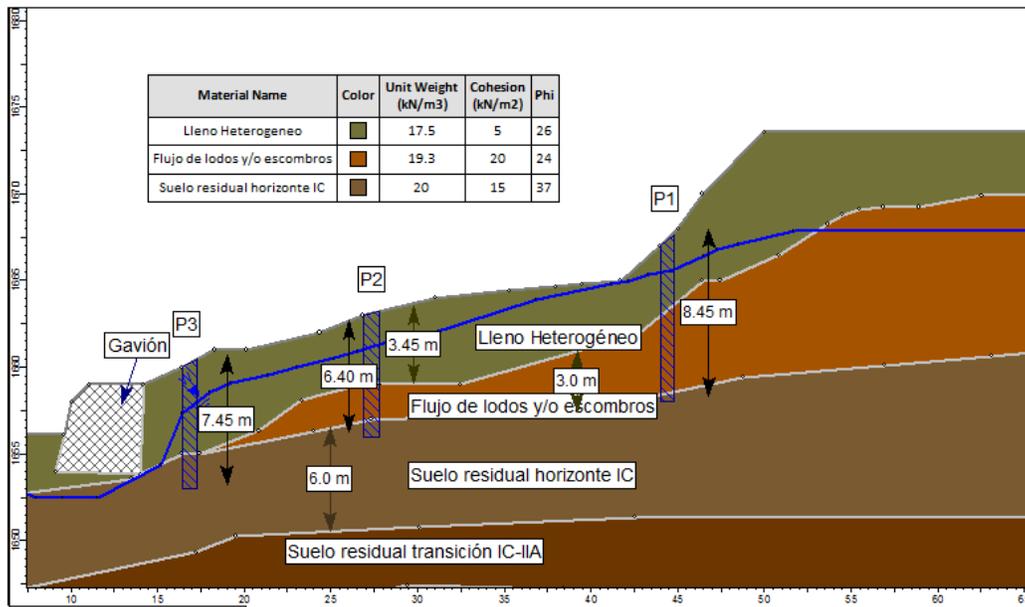


Figura 6.13. Perfil geotécnico de sección 3-3'

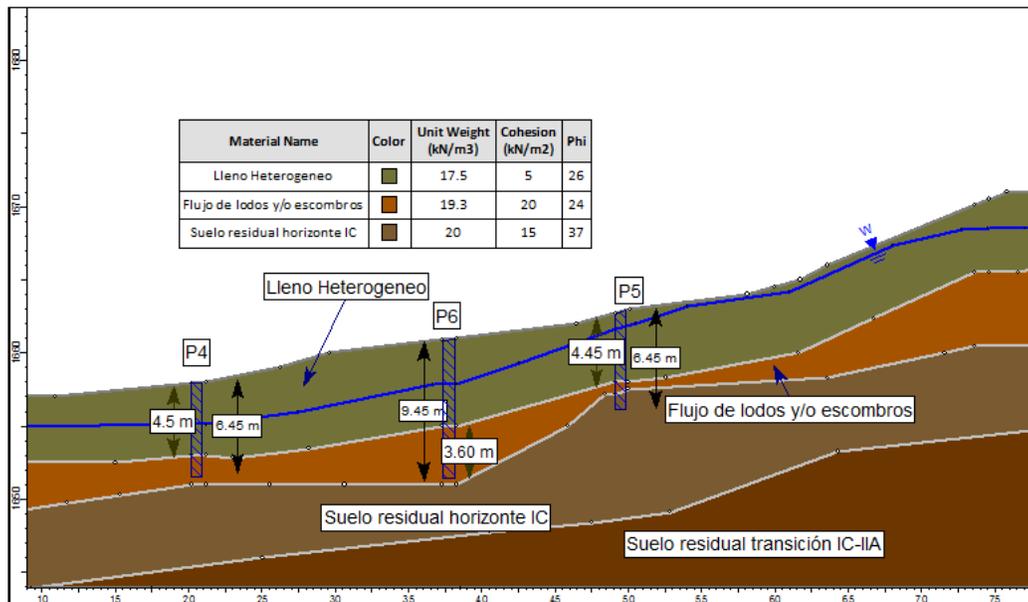


Figura 6.14. Perfil geotécnico de sección 4-4'

Adicionalmente se muestran las dos secciones que hacen parte de la UMI en estudio.

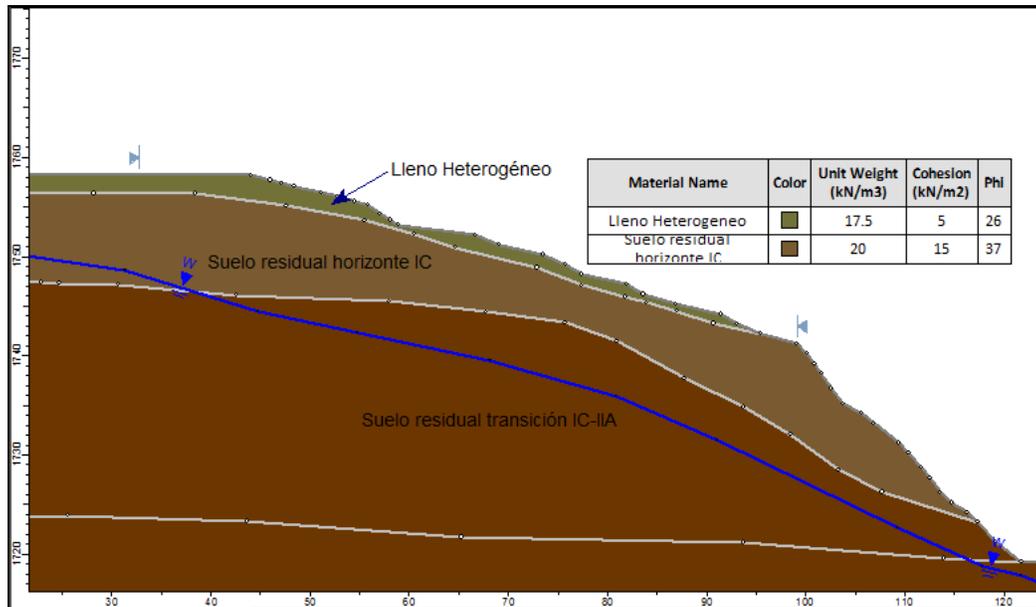


Figura 6.15. Perfil geotécnico de sección B-B'

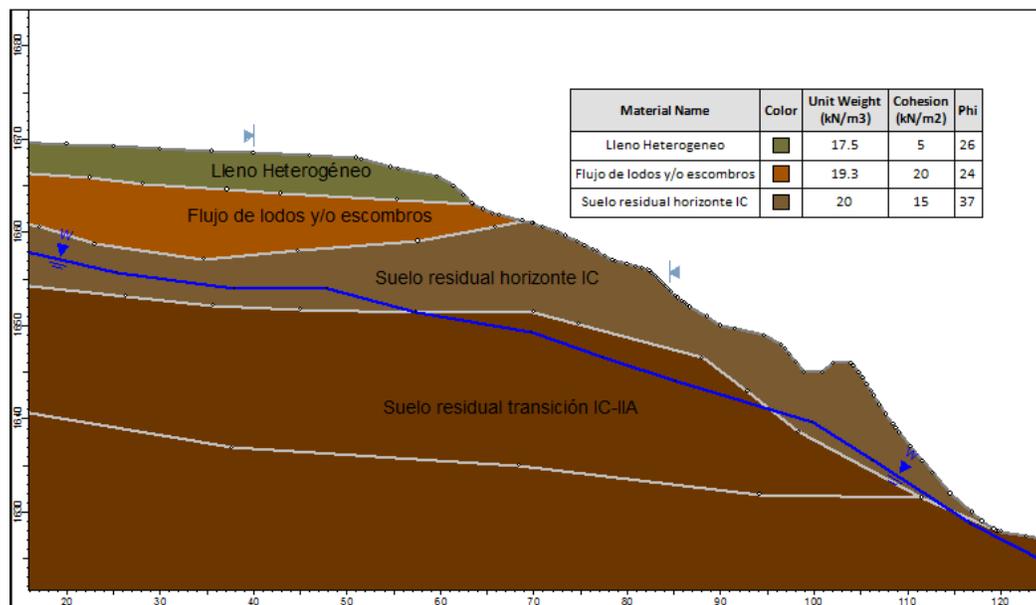


Figura 6.16. Perfil geotécnico de sección C-C'

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Con el fin de verificar las condiciones de las laderas presentes en el parque se realizan:

- Análisis de sensibilidad de los factores de seguridad de acuerdo a la variación de los parámetros de resistencia al corte por causa de variación de contenido de humedad en el suelo, así como drenaje del mismo.
- Análisis de estabilidad de las cuatro secciones geotécnicas con la geometría actual, tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas, es decir, con presencia de cargas sísmicas; adicionalmente se realizó análisis de probabilidad de falla en el talud de acuerdo a los valores de cohesión y ángulo de fricción calculados con el método Montecarlo.

7.1. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE FACTOR DE SEGURIDAD

Con el fin de evaluar la estabilidad del talud con sus posibles cambios de parámetros de resistencia se realizó un análisis de sensibilidad a su factor de seguridad variando el ángulo de fricción, y luego su cohesión, esto permite conocer en qué situaciones o estados será más crítico el talud y verificar la confiabilidad de los parámetros de resistencia al corte estimados inicialmente.

Se estima en la condición que presenta una topografía más crítica es la sección 3-3'. A continuación, se presentan las gráficas de sensibilidad; para la obtención de la gráfica de variación del ángulo de fricción se dejó constante la cohesión, y para la gráfica de variación de la cohesión se dejó constante el ángulo de fricción.

Finalmente, se realizó el análisis encontrando una nube de combinaciones de ángulo de fricción y cohesión para los cuales el factor de seguridad del talud será menos a 1.00, es decir, inducirá al colapso del mismo. Esto teniendo en cuenta la teoría de la envolvente de falla de Mohr- Coulomb.

En las siguientes gráficas en donde se evidencia una nube de puntos las cuales combinan la iteración cohesión-ángulo de fricción, se puede observar que todos los puntos color naranja, manifiestan factores de seguridad menores a 1.0.

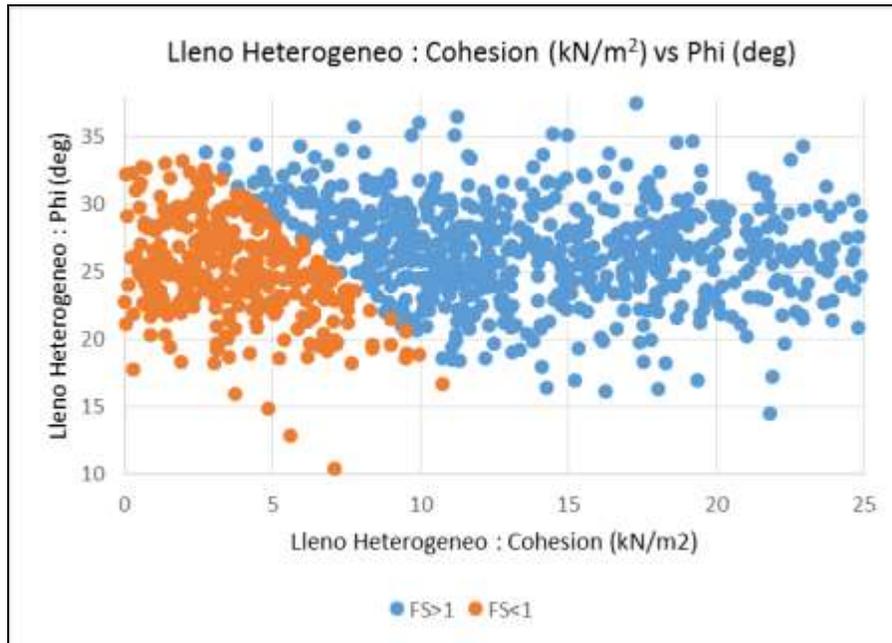


Figura 7.1. Variación de *F.S* según combinaciones del ángulo de fricción y la cohesión para el Lleno Heterogeneo

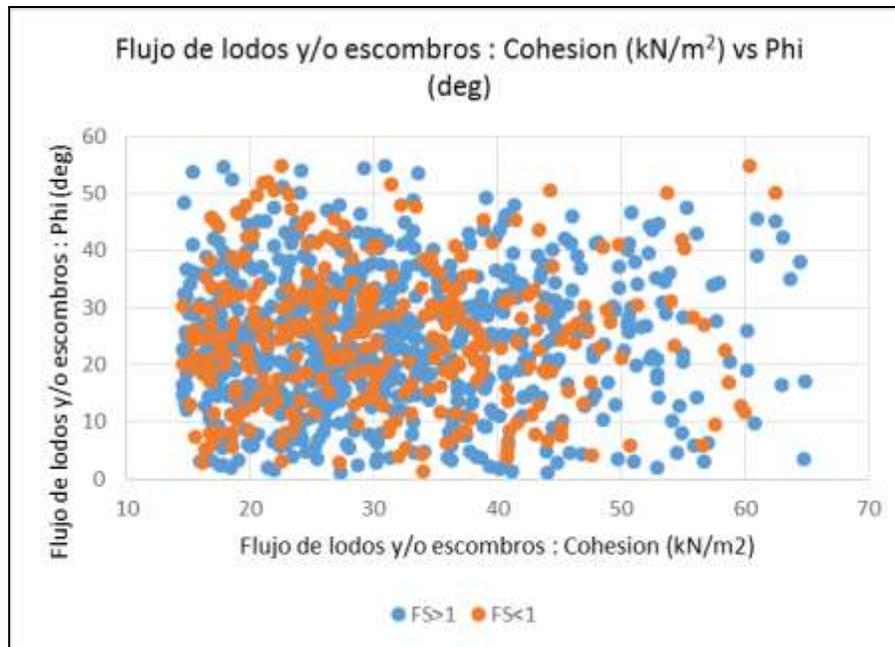


Figura 7.2. Variación de *F.S* según combinaciones del ángulo de fricción y la cohesión para el Flujo de lodos y/o escombros.

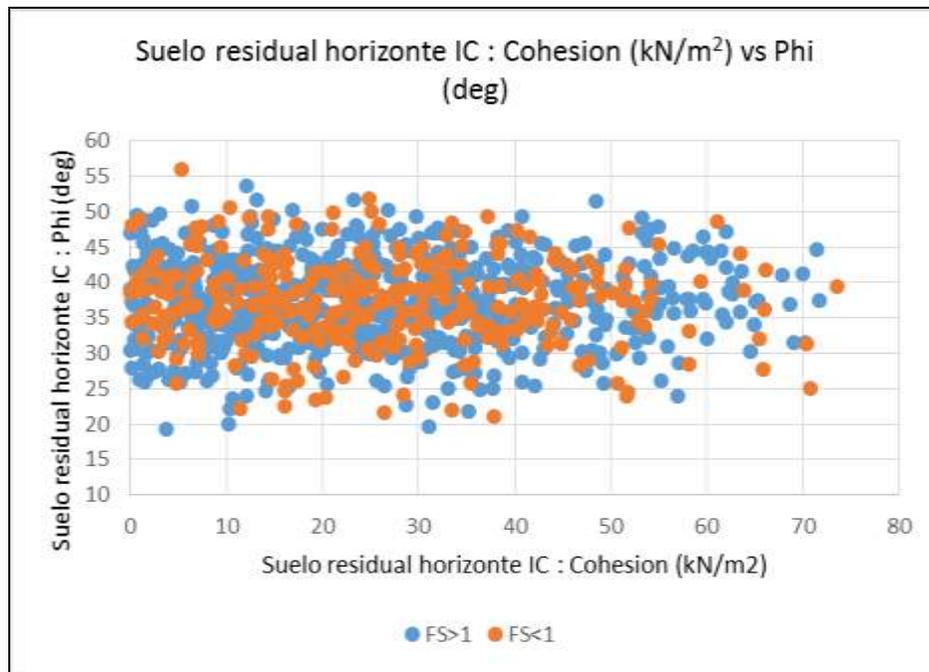


Figura 7.3. Variación de $F.S$ según combinaciones del ángulo de fricción y la cohesión para el Suelo residual horizonte IC.

De los anteriores gráficos se observa que para valores de cohesión menores de 10 kN/m^2 y ángulos de fricción menores que 30° los llenos heterogéneos son susceptibles a un colapso, caso contrario al *flujo de lodos y/o escombros* y el *suelo residual horizonte IC*, los cuales presentan comportamientos erráticos en su factor de seguridad.

7.2. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD Y PROBABILIDAD DE FALLA

Para el desarrollo de los análisis de estabilidad de taludes se determinan factores de seguridad con respecto al equilibrio de momentos y equilibrio de fuerzas horizontales, por el método de Morgenstern and Price, 1965.

Adicionalmente, se realizó análisis de probabilidad de falla en el talud de acuerdo a las variaciones en los valores del peso unitario, cohesión y ángulo de fricción calculados con el método Montecarlo.

Inicialmente se analiza la estabilidad de la ladera para la condición actual antes de la intervención ingresando la geometría del talud y los parámetros del suelo citados anteriormente.

En la Tabla 7.1 se presentan los rangos de clasificación de los factores de seguridad de acuerdo al decreto vigente en Medellín.

Tabla 7.1. Rangos de clasificación de factores de seguridad (Decreto 1626 de 2015)

Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla anual
Baja	>1,5	< 0.002
Media	1,2-1,5	0.002 y 0.05
Alta	>1,2	> 0,05

Adicionalmente se analizan con los factores de seguridad mínimos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Decreto 926 de 2010).

Tabla 7.2. Factores de seguridad mínimos directos

Tabla H.2.4-1
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

Probabilidad de falla: Se realizó éste análisis con base al método Montecarlo, la cual es una técnica matemática computarizada que permite tener en cuenta el riesgo en análisis cuantitativos y tomas de decisiones.

La simulación Monte Carlo realiza el análisis de riesgo con la creación de modelos de posibles resultados mediante la sustitución de un rango de valores —una distribución de probabilidad— para cualquier factor con incertidumbre inherente. Luego, calcula los resultados una y otra vez, cada vez usando un grupo diferente de valores aleatorios de las funciones de probabilidad. Dependiendo del número de incertidumbres y de los rangos especificados, para completar una simulación Monte Carlo puede ser necesario realizar miles o decenas de miles de recálculos. La simulación Monte Carlo produce

distribuciones de valores de los resultados posibles.

Mediante el uso de distribuciones de probabilidad, las variables pueden generar diferentes probabilidades de que se produzcan diferentes resultados. Las distribuciones de probabilidad son una forma mucho más realista de describir la incertidumbre en las variables de un análisis de riesgo.

Según éste método, se realizaron más de 200 iteraciones en los posibles cambios de los parámetros del suelo tanto de la cohesión como del ángulo de fricción debido a cambios de humedad, desecación del suelo, lluvias o consolidación de los terrenos.

De acuerdo a la estimación de los parámetros de resistencia al corte presentados en la Tabla 6.8, se estimaron variaciones y desviaciones estándares de los valores obtenidos, como se muestra en la tabla a continuación.

Tabla 7.3. Desviación estándar de parámetros de resistencia

ESTRATO	Y_m (kN/m ³)	C (kN/m ²)	Φ (°)
Lleno Heterogéneo	17.58	6	--
	17.56	27	19
	17.5		23
	18	20	--
	--	--	26.5
Desviación Estándar	0.23	10.69	3.75
Flujo de lodos y/o escombros	20.71	36	--
	20.43	5.5	--
	18.5	--	31
	19.32	40	23
	--	--	28.7
	19.5	45	--
Desviación Estándar	0.89	17.80	14.19
Suelo residual horizonte IC	18.64	15	37
	20.4	45	22
	20		30
	20.6	60	--
	--	--	31
Desviación Estándar	0.88	22.91	6.16

De acuerdo a éstos resultados fue alimentada la base de datos del software teniendo en

cuenta los valores mínimos y máximos relativos, utilizando una distribución normal como se ilustra en la siguiente Tabla.

Tabla 7.4. Datos de análisis probabilístico

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Lleno Heterogeneo	Cohesion	Normal	5	10.69	5	27
2	Lleno Heterogeneo	Phi	Normal	26	3.75	19	26.5
3	Lleno Heterogeneo	Unit Weight	Normal	17.5	0.23	17.4	18
4	Flujo de lodos y/o escombr	Cohesion	Normal	20	17.8	5.5	45
5	Flujo de lodos y/o escombr	Phi	Normal	24	14.19	23	31
6	Flujo de lodos y/o escombr	Unit Weight	Normal	19.3	0.89	19.2	20.71
7	Suelo residual horizonte IC	Cohesion	Normal	15	22.91	15	60
8	Suelo residual horizonte IC	Phi	Normal	37	6.16	22	37
9	Suelo residual horizonte IC	Unit Weight	Normal	20	0.88	18.64	20.64

7.2.1. Condiciones de los resultados de estabilidad

En el proceso de análisis se contemplaron tres escenarios:

- i) En el primer escenario se considera la condición estática en la cual se representan las condiciones del terreno en el estado actual.
- ii) En el segundo escenario se realizó la simulación de los factores de seguridad en condición pseudo estática de la ladera, para esta condición se consideró un coeficiente de aceleración horizontal de 0,15 g, que corresponde a 2/3 de la aceleración máxima esperada de acuerdo a la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo resistente NSR – 2010, y una aceleración vertical de 1/2 de la aceleración horizontal. Se analizan condiciones locales y globales.
- iii) Para el caso en especial de las secciones 1 y 2, donde no fueron reportados nivel freático, se realizó la simulación en estado de saturación en el suelo por agentes externos o por infiltración de lluvia para evaluar la estabilidad en condición crítica de las mismas.

En las figuras a continuación se presentan los esquemas de los casos analizados, la superficie de falla crítica y su factor de seguridad correspondiente.

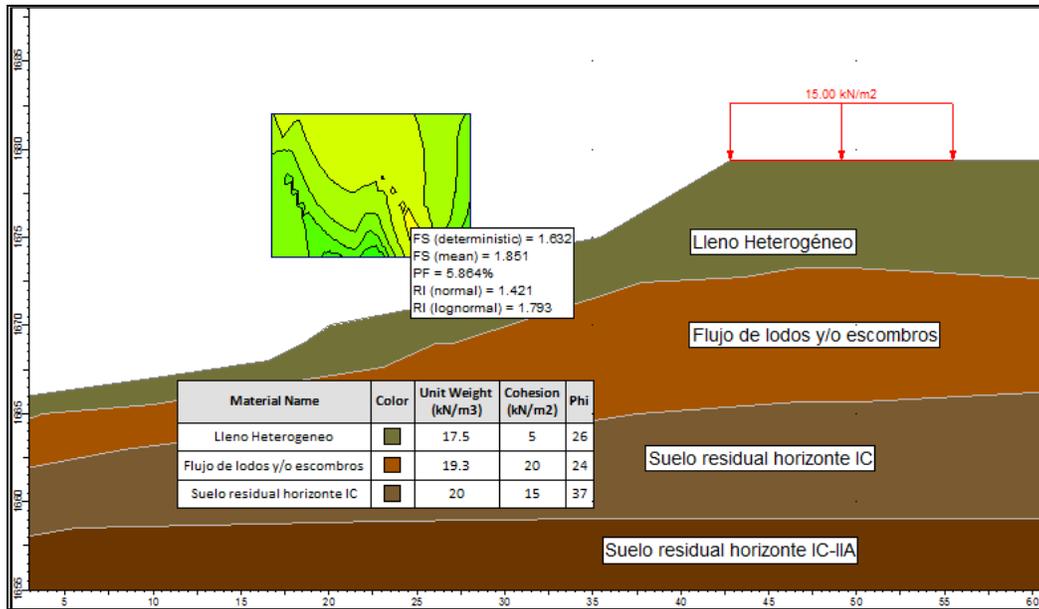


Figura 7.4. Resultado de análisis estático sección 1-1'

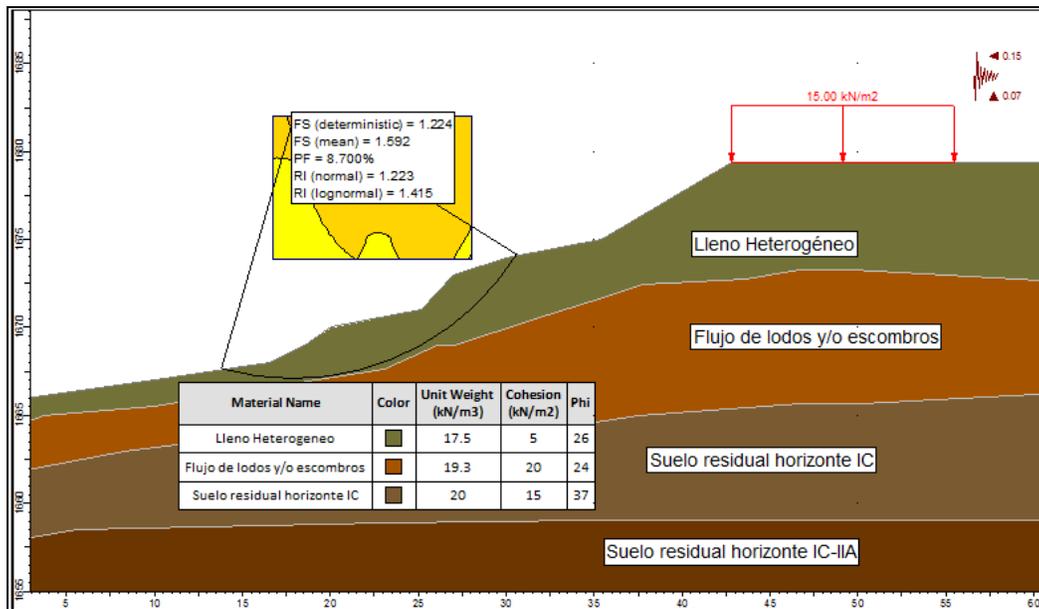


Figura 7.5. Resultado de análisis seudo estático sección 1-1'

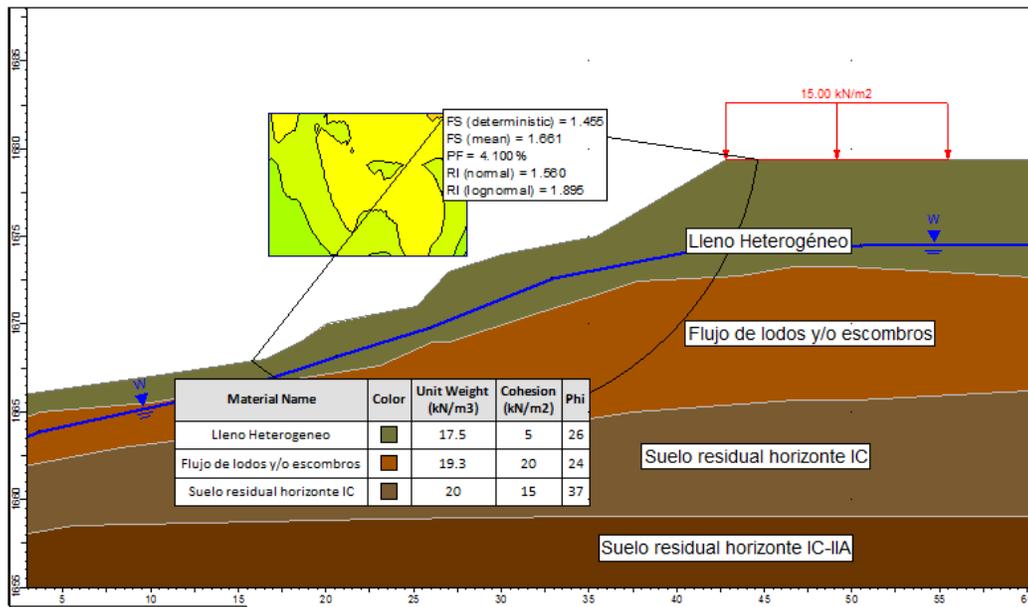


Figura 7.6. Resultado de análisis estático estado saturado sección 1-1'

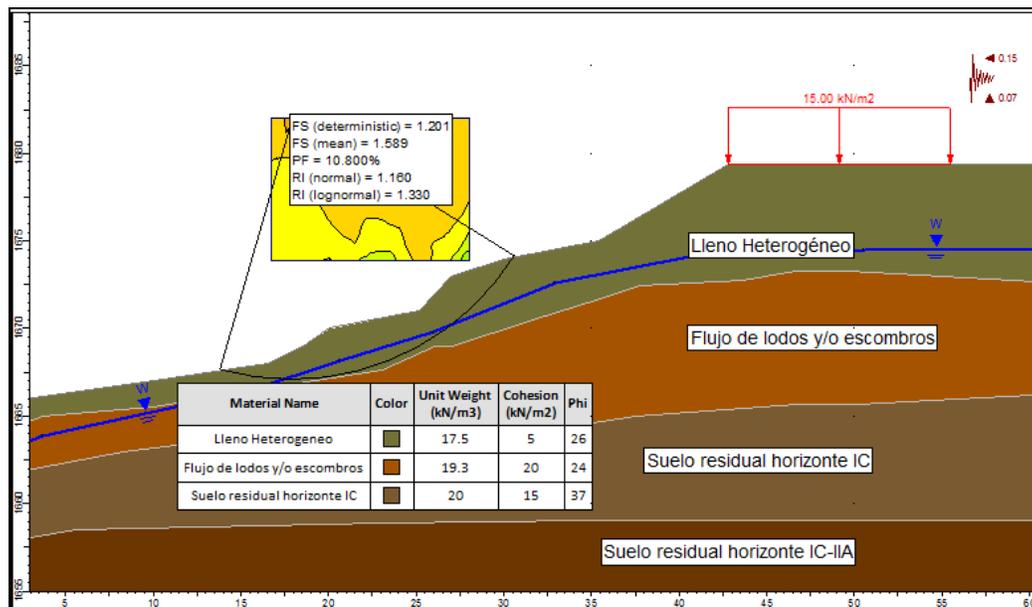


Figura 7.7. Resultado de análisis seudo estático estado saturado sección 1-1'

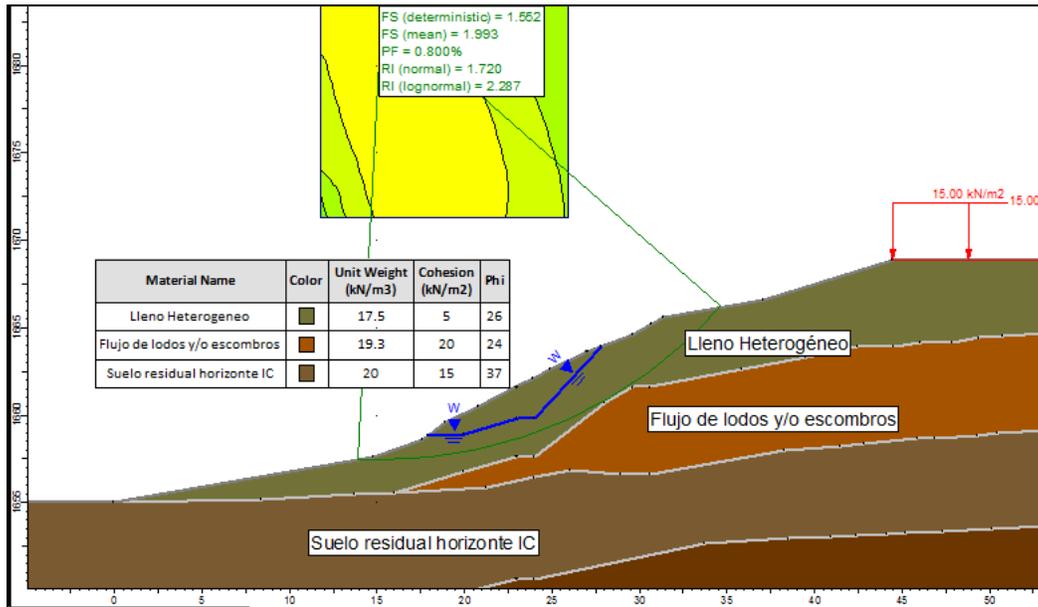


Figura 7.8. Resultado de análisis estático sección 2-2'

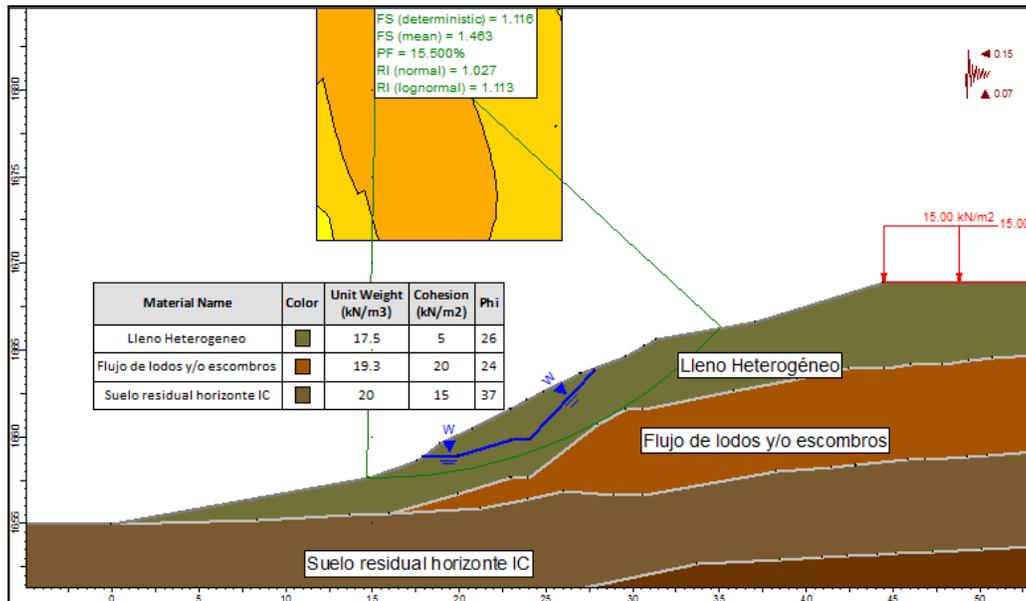


Figura 7.9. Resultado de análisis pseudoestático sección 2-2'

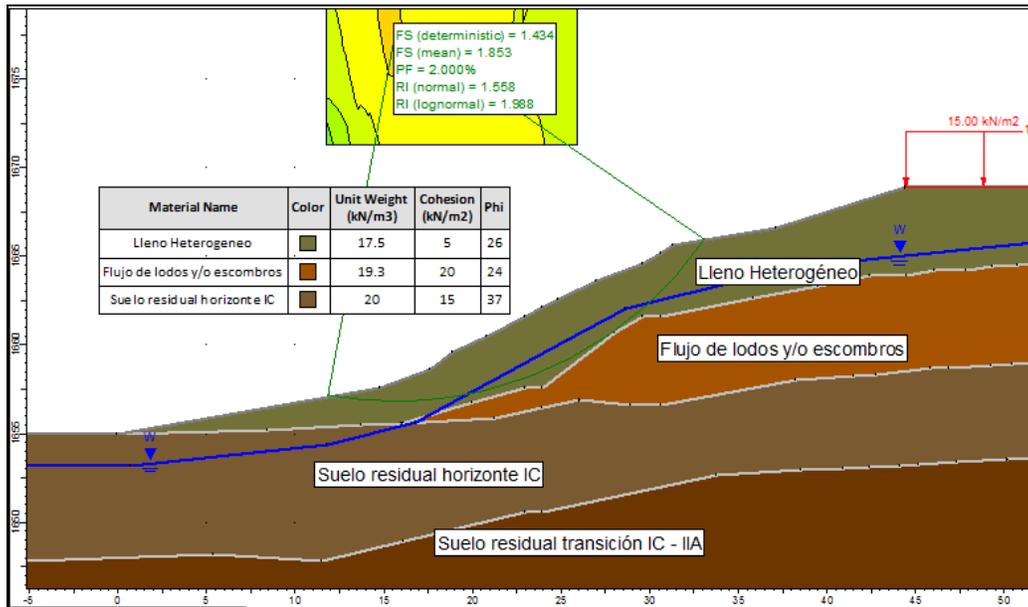


Figura 7.10. Resultado de análisis estado saturado estático sección 2-2'

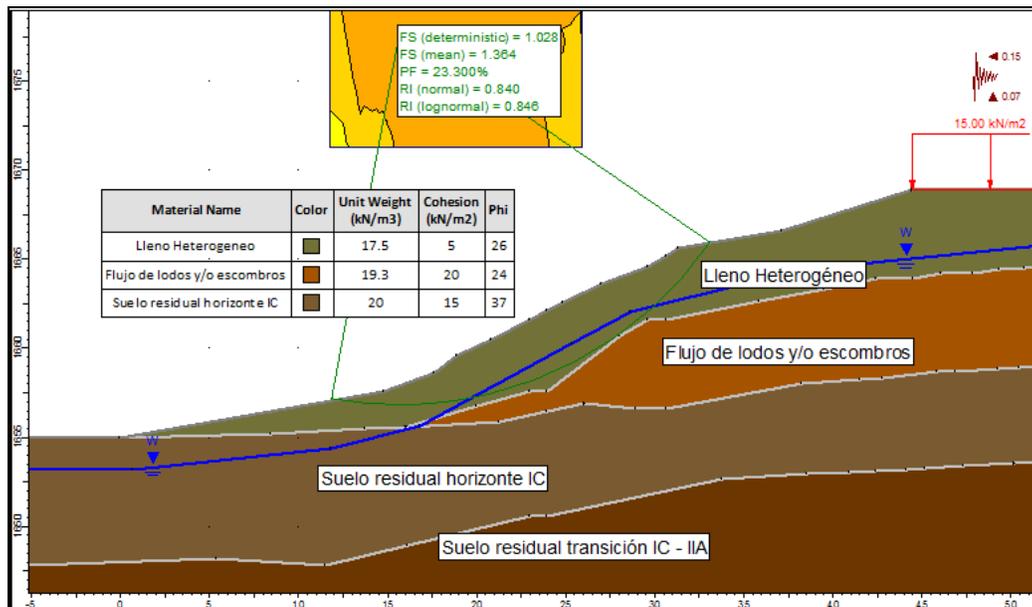


Figura 7.11. Resultado de análisis estado saturado pseudoestático sección 2-2'

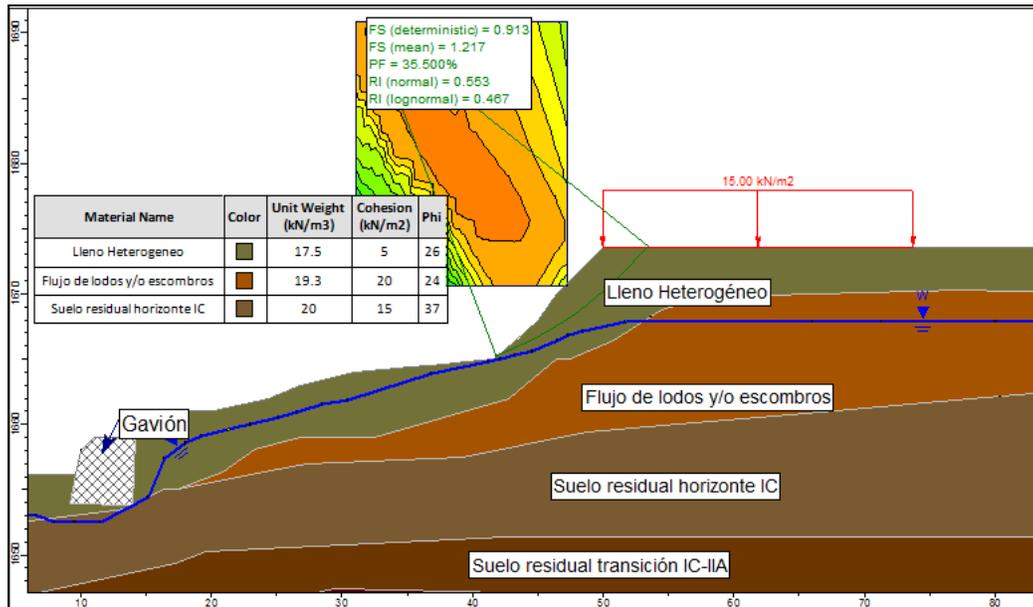


Figura 7.12. Resultado de análisis estático sección 3-3'

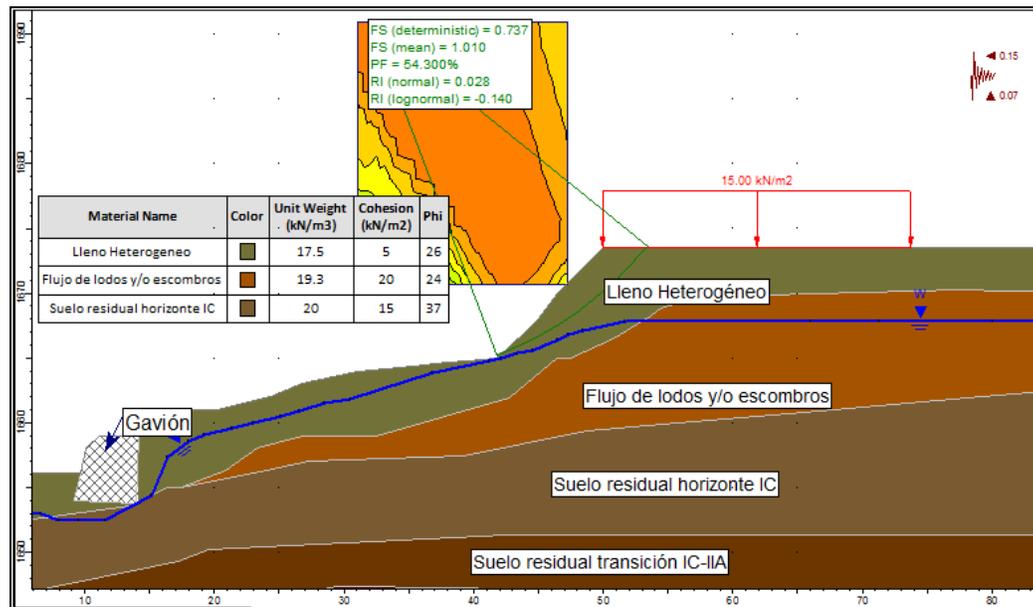


Figura 7.13. Resultado de análisis pseudoestático sección 3-3'

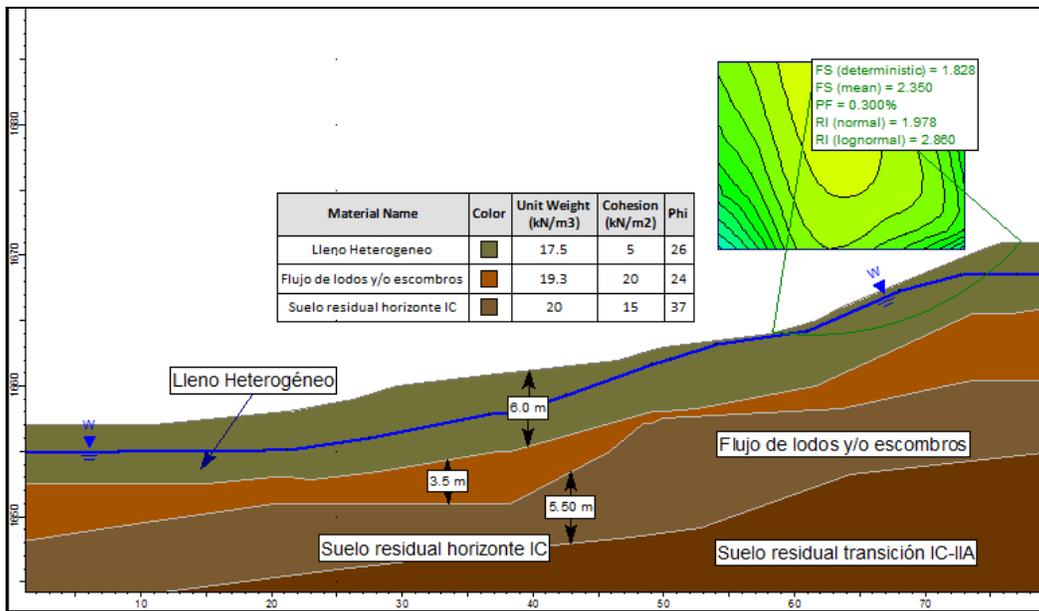


Figura 7.14. Resultado de análisis estático sección 4-4'.

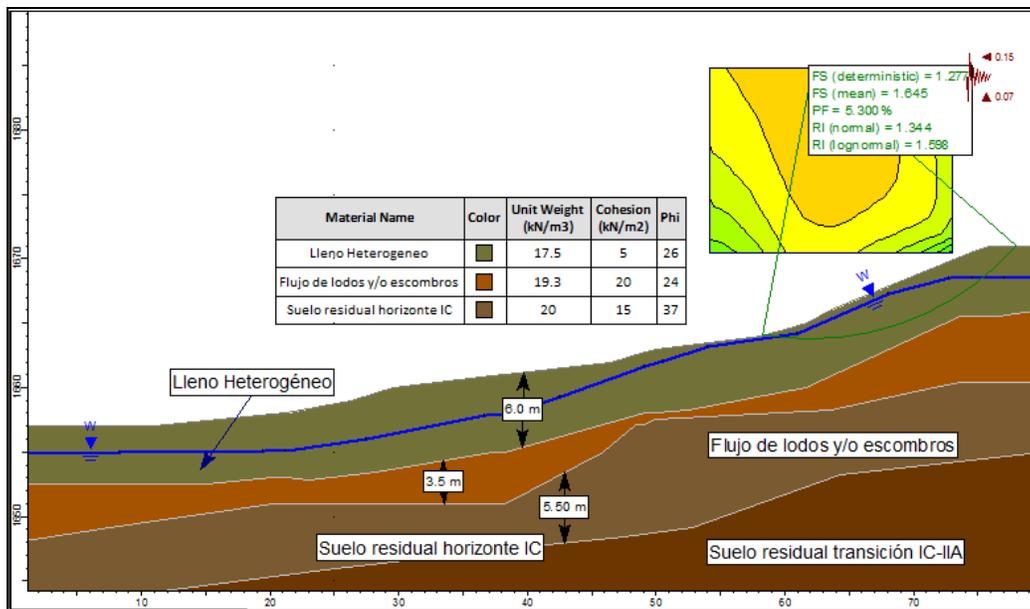


Figura 7.15. Resultado de análisis pseudoestático sección 4-4'

Adicionalmente también se analizaron los perfiles trazados en la UMI con presencia de nivel freático natural y estado saturado. Cabe anotar, que a pesar de presentar dentro de la estratigrafía suelos residuales en estado de transición a roca IC-IIA y la roca horizonte

IIA, éstos no son tenidos en cuenta para los análisis de estabilidad. Fueron añadidos debido a su identificación superficial en las inspecciones visuales realizadas por nuestro equipo de ingenieros, los parámetros introducidos en el software corresponden a valores en ordenes de magnitud similares encontrados en otras investigaciones geotécnicas adelantadas por ésta oficina evidentemente mucho mayores a los suelos detectados superficialmente.

Se puede observar también en las siguientes imágenes los límites que se permiten marcar en el programa con el fin de evitar que se compute dentro del análisis los parámetros introducidos de la transición IC-IIA y de la roca IIA.

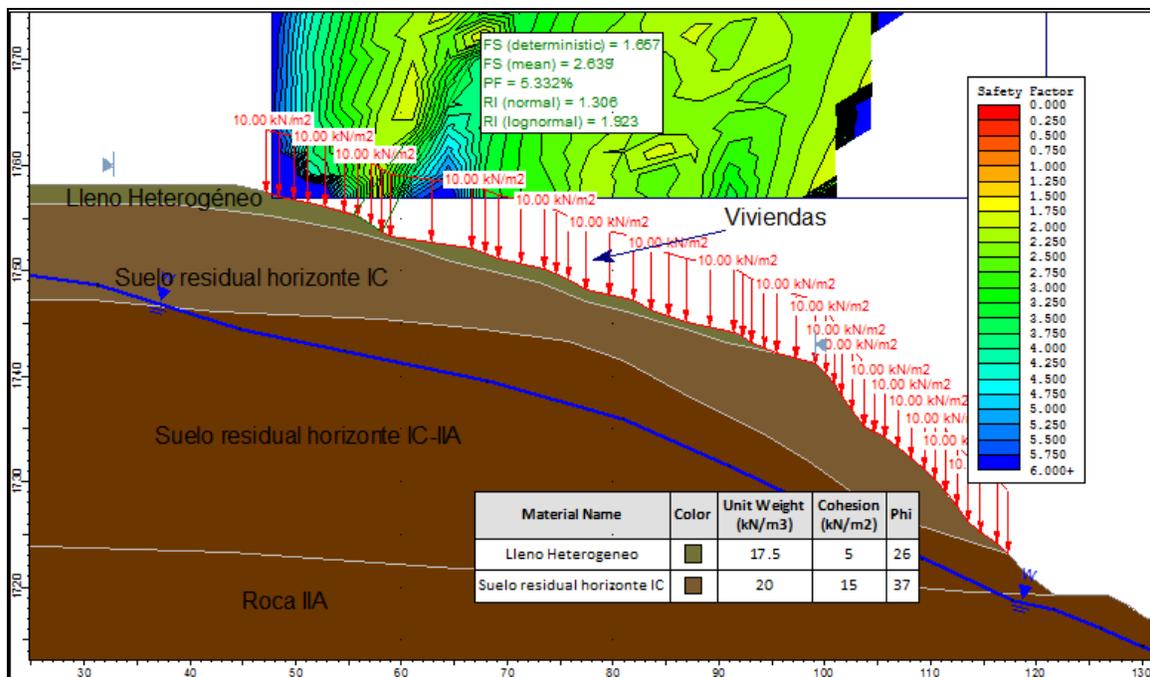


Figura 7.16. Resultado de análisis estático sección B-B'.

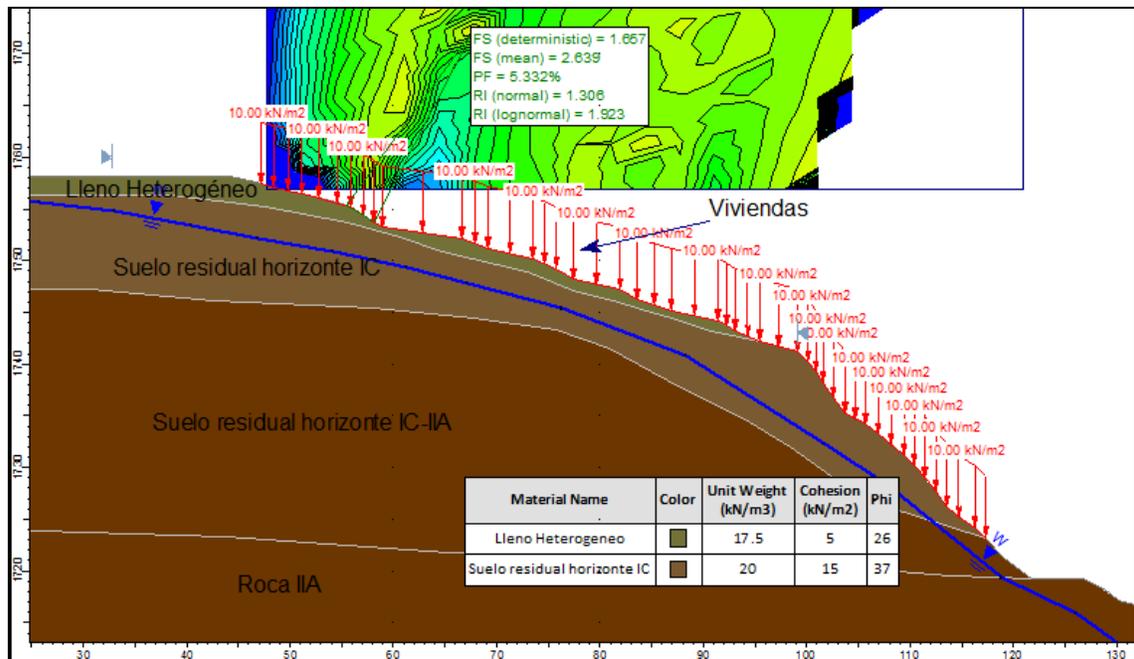


Figura 7.17. Resultado de análisis estático condición saturada sección B-B'.

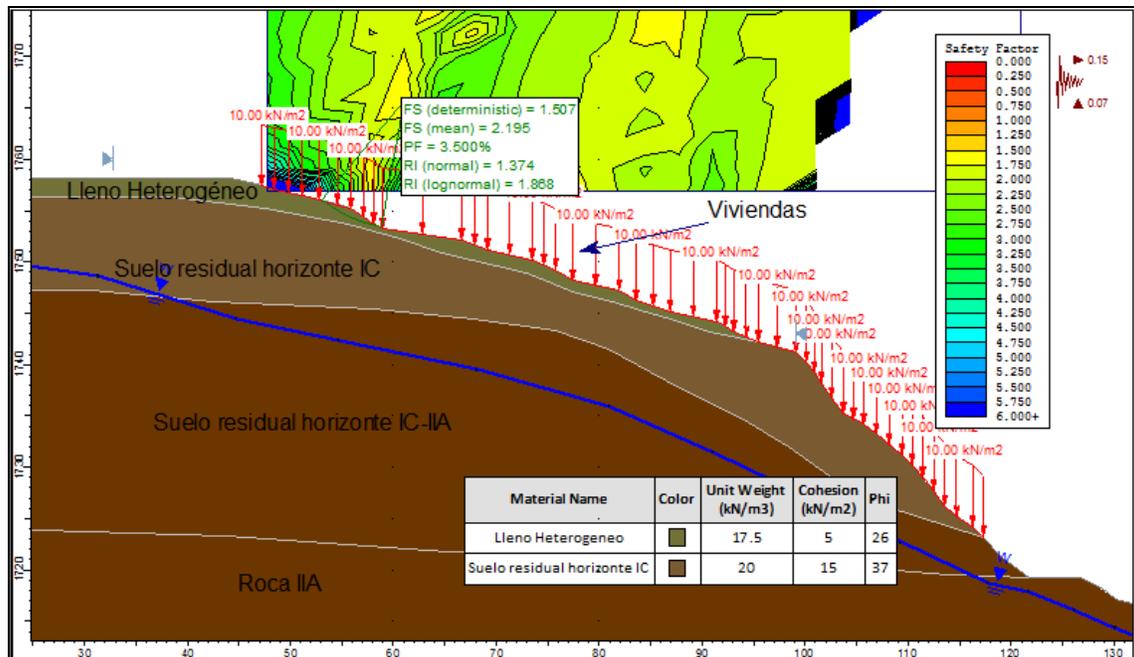


Figura 7.18. Resultado de análisis pseudoestático sección B-B'.

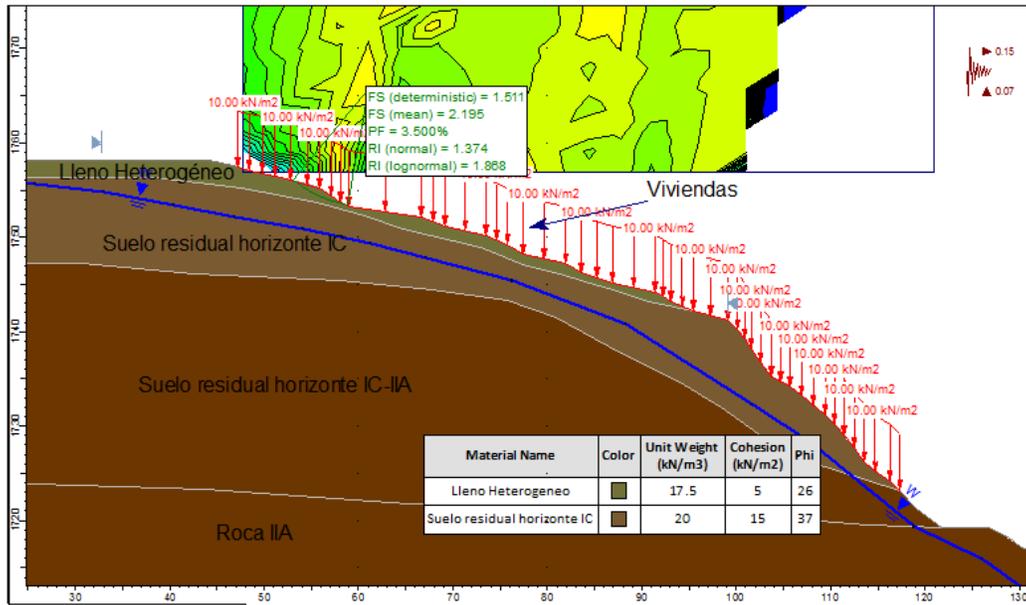


Figura 7.19. Resultado de análisis seudoestático condición saturada sección B-B'.

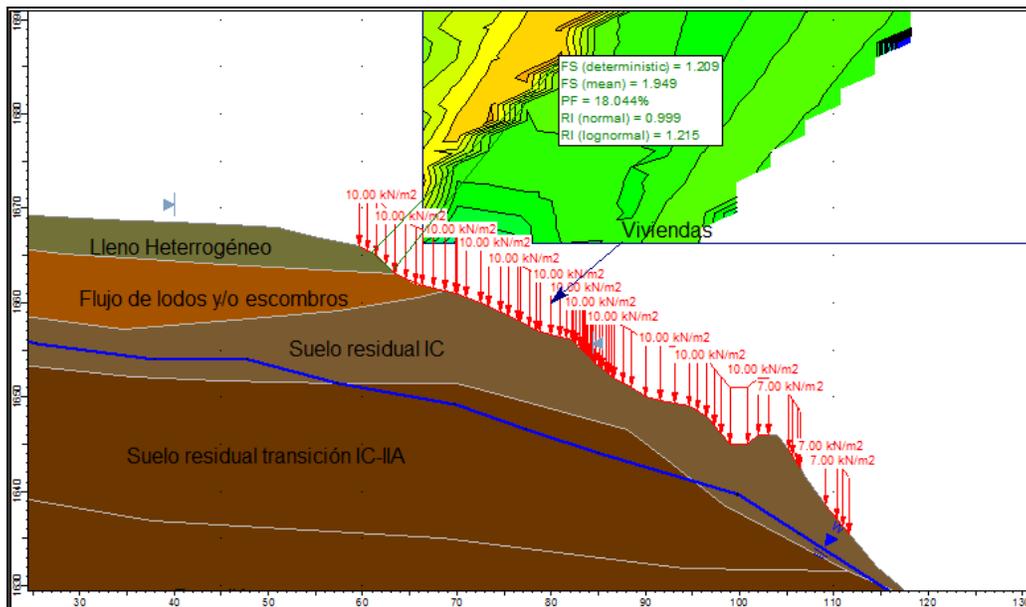


Figura 7.20. Resultado de análisis estático sección C-C'.

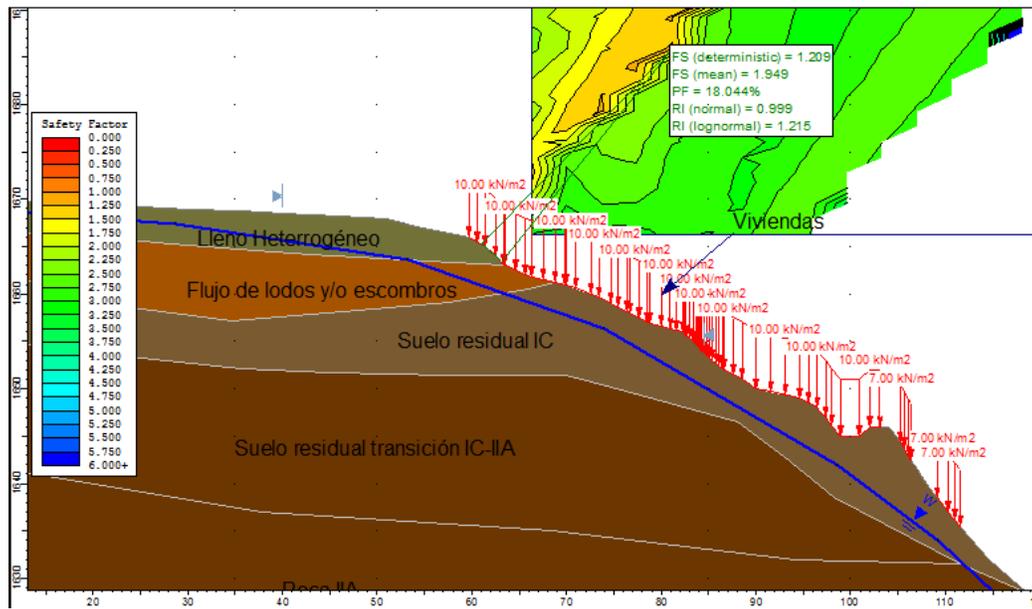


Figura 7.21. Resultado de análisis estático condición saturada sección C-C'.

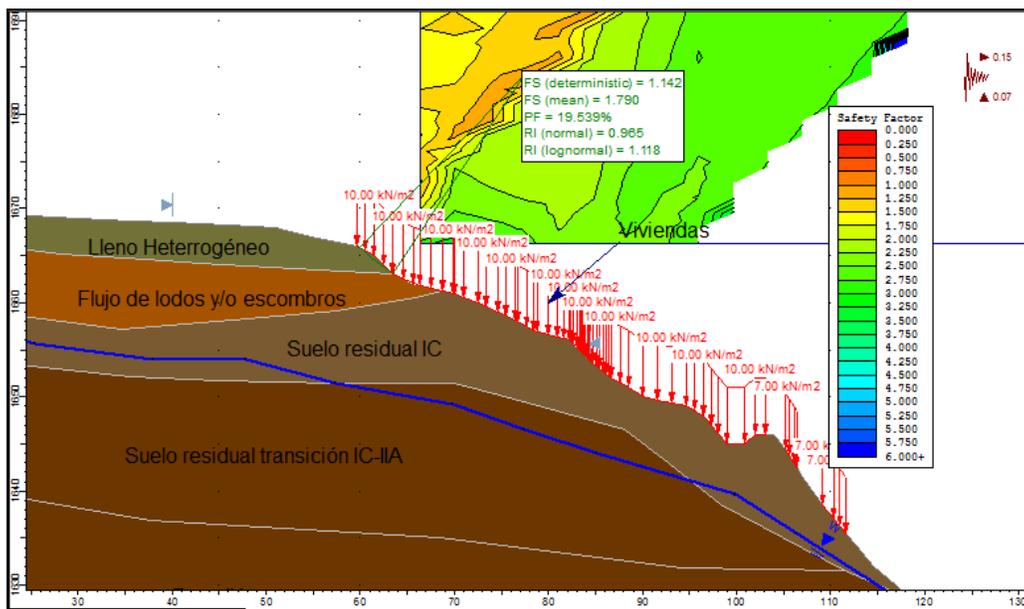


Figura 7.22. Resultado de análisis pseudoestático sección C-C'.

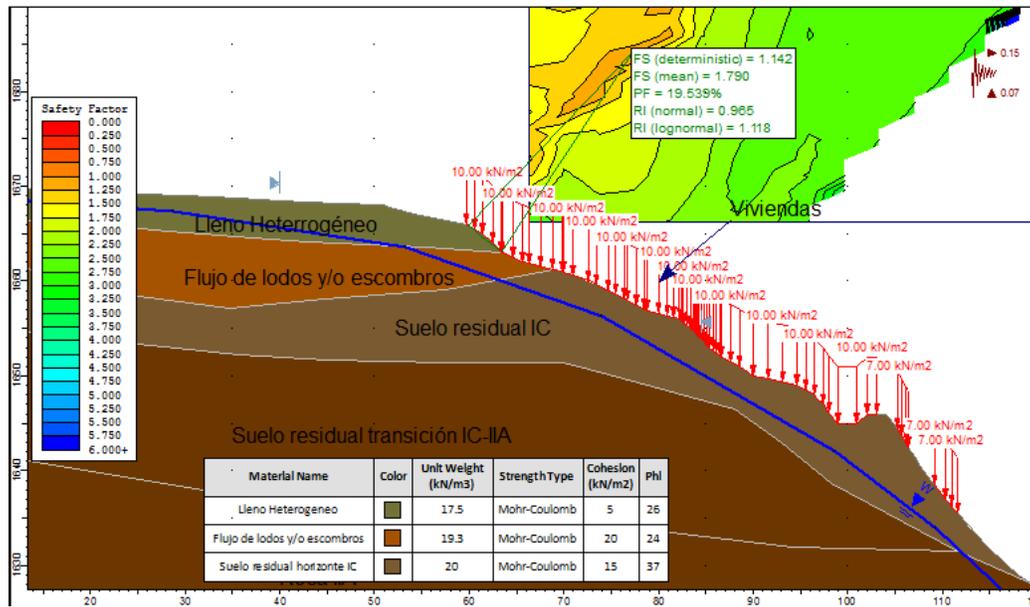


Figura 7.23. Resultado de análisis seudoestático condición saturada sección C-C'.

En la Tabla 7.5 se muestran los valores del factor de Seguridad (F.S.) y probabilidad de falla (P.F) para los casos Estáticos y Seudo Estático.

Tabla 7.5. Relación de factores de seguridad y probabilidad de falla

SECCIÓN	CONDICIÓN				CLASIFICACION US ARMY CORP	CLASIFICACION SEGÚN DECRETO 1696 de 2015
	ESTÁTICO		SEUDOESTÁTICO			
	Factor de Seguridad	Probabilidad de falla (%)	Factor de Seguridad	Probabilidad de falla (%)		
Sección 1-1'	1.632	5.864	1.224	8.7	Ideal	AMENAZA BAJA
Sección 1-1' saturado	1.455	4.1	1.201	10.8	Aceptable	AMENAZA BAJA
Sección 2-2'	1.552	0.8	1.116	15.5	Aceptable	AMENAZA BAJA
Sección 2-2' saturado	1.434	2	1.028	23.3	Muy bajo	AMENAZA BAJA
Sección 3-3'	0.913	35.5	0.737	54.3	Muy bajo	AMENAZA ALTA
Sección 4-4'	1.828	0.3	1.277	5.3	Ideal	AMENAZA BAJA
Sección B-B'	1.657	5.332	1.507	3.5	Ideal	AMENAZA BAJA

SECCIÓN	CONDICIÓN				CLASIFICACION US ARMY CORP	CLASIFICACION SEGÚN DECRETO 1696 de 2015
	ESTÁTICO		SEUDOESTÁTICO			
	Factor de Seguridad	Probabilidad de falla (%)	Factor de Seguridad	Probabilidad de falla (%)		
Sección B-B' saturado	1.657	5.332	1.511	3.5	Ideal	AMENAZA BAJA
Sección C-C'	1.209	18.044	1.142	19.539	Bajo	AMENAZA MEDIA
Sección C-C' Saturado	1.208	18.044	1.142	19.539	Bajo	AMENAZA MEDIA

En la siguiente gráfica se observa la variación de la frecuencia relativa en la que dados posibles eventos la ladera pueda presentar determinados factores de seguridad. Se puede apreciar que los mayores rangos de probabilidad de ocurrencia se encuentran entre los factores de seguridad $F. S = 0.82$ y 1.20 .

En donde se puede interpretar que hay considerables probabilidades en el que el talud se encuentre en el equilibrio límite.

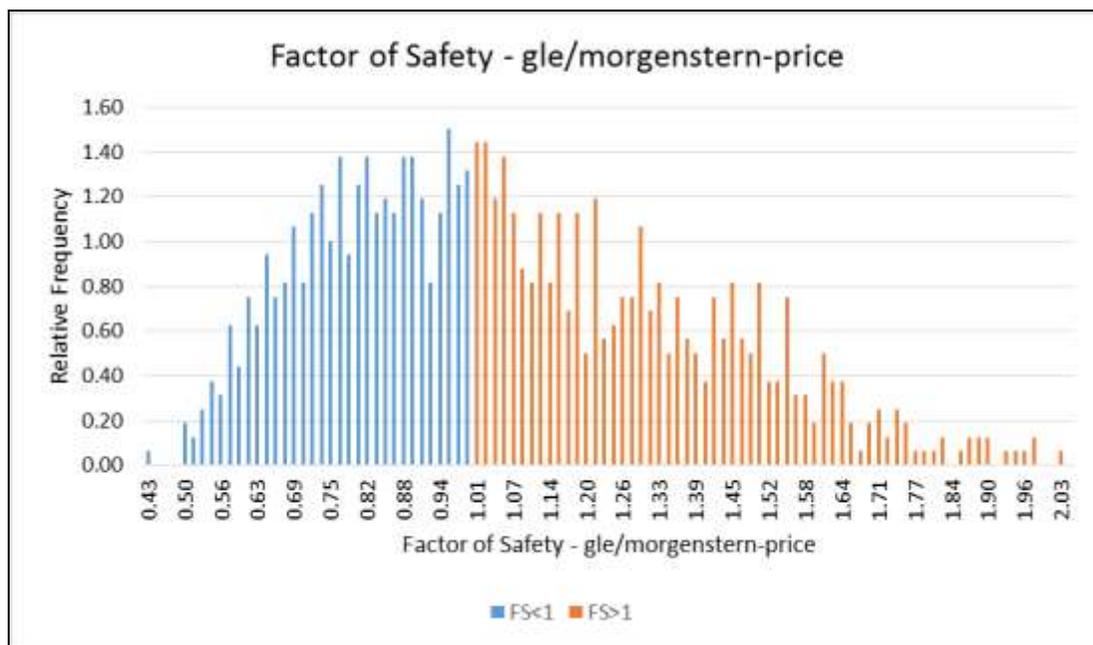


Figura 7.24. Histograma de factor de seguridad vs frecuencia relativa

De acuerdo con los resultados analizados se observa que se debe realizar una intervención en el talud de tal manera que se cumpla con los requisitos mínimos exigidos por la Norma NSR – 10 de acuerdo con lo expresado en la Tabla 7.2.

De los anteriores análisis se deduce, que los taludes correspondientes a las secciones 1,2 y 4 se encuentran dentro del rango de estabilidad admisible, tanto para condiciones estáticas como seudoestáticas; sin embargo, la sección 3 se encuentra susceptible a movimientos en masa, debido a que éstos se encuentran cercanos al equilibrio límite y en condiciones seudoestáticas los factores de seguridad calculados están por debajo de 1, así como también los análisis de probabilidad no arrojan resultados favorables para la estabilidad del mismo.

8. ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA

La amenaza se entiende como la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente peligroso, que puede generar afectaciones sobre la infraestructura o afectar vidas humanas, dentro de un marco espacial y temporal definido.

La normatividad vigente exige que se adelanten estudios de detalle en aquellas zonas donde se planea adelantar intervenciones y que dentro del POT se encuentren clasificadas en categorías de Amenaza o Riesgo y al realizar la superposición del polígono de estudio, con la zona de intervención para el Parque se observa como la zona de intervención propuesta está dentro de un polígono en Condición de Riesgo, por lo que se hace indispensable avalentar el presente estudio (Figura 6.1).

En este caso, el evento analizado es de movimientos de masa, para el cual se deben considerar dos factores como son: la estabilidad de la vertiente y la distancia de viaje de la masa deslizada, para cada uno de los cuales se hace un análisis independiente y la amenaza total es el resultado de su combinación.

8.1. AMENAZA POR INESTABILIDAD

De acuerdo a lo anterior la clasificación de la amenaza debe estar en términos que permitan deducir claramente la probabilidad de su ocurrencia, para esto se define una escala con Tres niveles o categorías así: alta, media o baja, significando esto la probabilidad antes mencionada y analizarse en condiciones estáticas, dinámicas y saturadas.

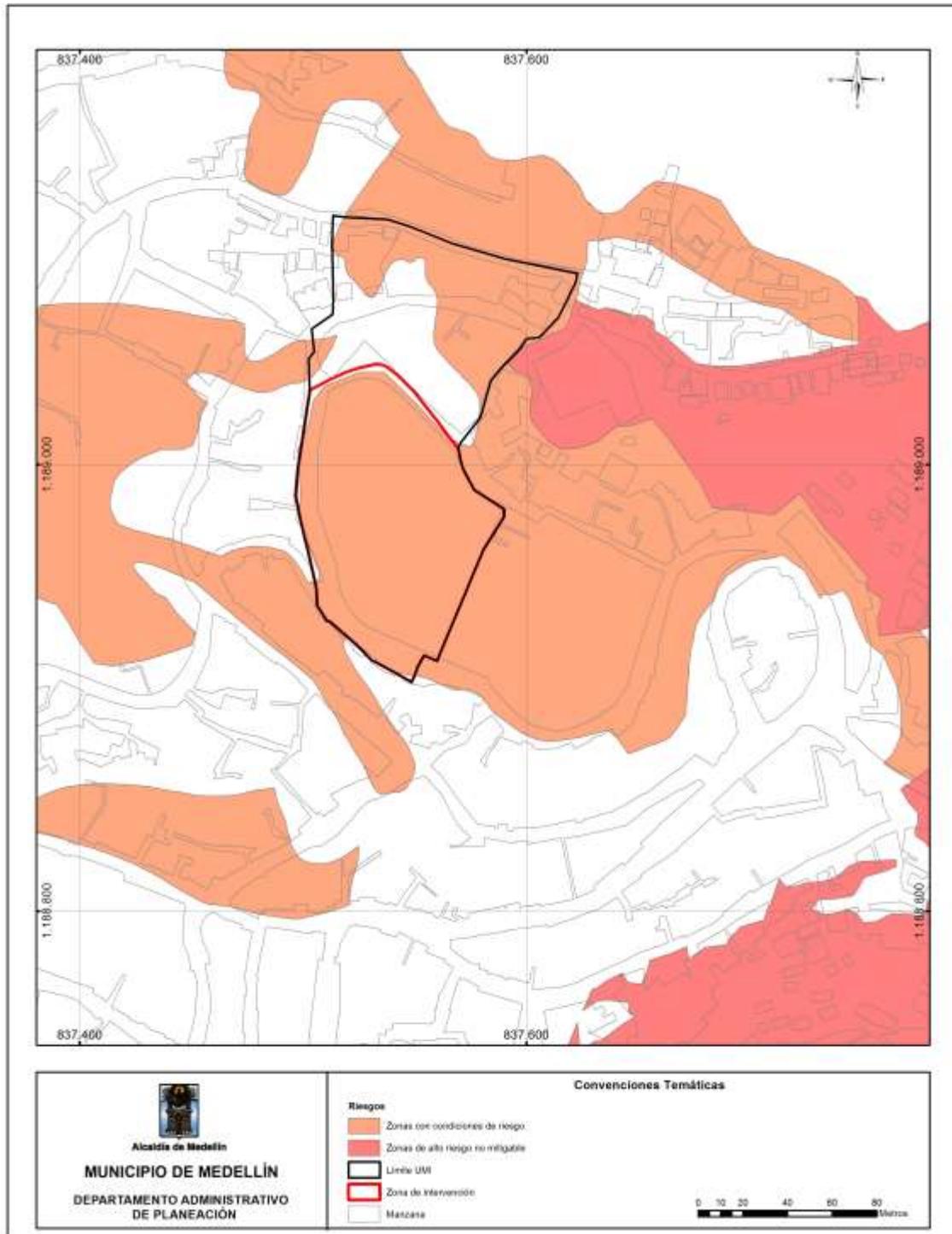


Figura 8.1. Categorización del riesgo en la zona de estudio según POT

Existen diferentes criterios definidos para delimitarlas categorías antes mencionadas, en el presente estudio se toma la normativa vigente en la ciudad, decreto 1696 de 2015,

que establece la siguiente categoría: Amenaza Alta (Factor de seguridad (F.S) $\leq 1,2$ o Probabilidad de ruptura P.R $\geq 0,05/\text{año}$), Amenaza media ($1,2 < \text{F.S} \leq 1,5$, o P.R. $0,0002/\text{año}-0,05/\text{año}$) y Baja (F.S $> 1,5$ o P.R $< 0,0002/\text{año}$), donde para el presente estudio se tomará el criterio del factor de Seguridad.

8.1.1. Amenaza en condiciones estáticas

Para el presente estudio se evaluó la estabilidad mediante seis secciones, definidas a partir de las situaciones más críticas de la topografía, como se muestran en el capítulo respectivo, las cuales fueron divididas en dos zonas, de acuerdo al relieve de la UMI, cuatro secciones en la parte alta de la cancha y dos en la vertiente que conforma la parte superior del margen de la quebrada La Seca.

Para la zona alta de la cancha de futbol el análisis de estabilidad muestra que las Secciones 1, 2 y 4' el F.S. es mayor que 1,5 siendo clasificando, así como Amenaza Baja, y la Sección 3', ubicado en la parte sur de la UMI., tiene un F.S. de 1,114, para un deslizamiento poco profundo que afecta únicamente el lleno antrópico, siendo así una zona de Amenaza Alta, como se muestra en la figura a continuación. En la zona de la vertiente de la quebrada La Seca, la sección BB tiene un Factor de seguridad, mayor a 1,5 en la parte alta de la vertiente calificada así de amenaza baja y en la parte baja de la sección, de 1,34 correspondiente a zona de amenaza media. La sección CC tiene un factor de seguridad de 1,185 en la parte alta, que corresponde a una superficie de falla muy superficial, y de poca extensión de y en la parte baja, ya fuera de la UMI, presenta factor de seguridad de 1,22 correspondiente a zona de Amenaza Media. Así, considerando que la superficie de falla con FS menor a 1,2 (amenaza alta), es una superficie poco profunda y de poca extensión, y en la parte baja se tiene factor de seguridad en el rango de amenaza media, se califica toda la vertiente de este perfil como de amenaza media, y los resultados de esta zonificación se presentan en el mapa correspondiente (Figura 8.2).

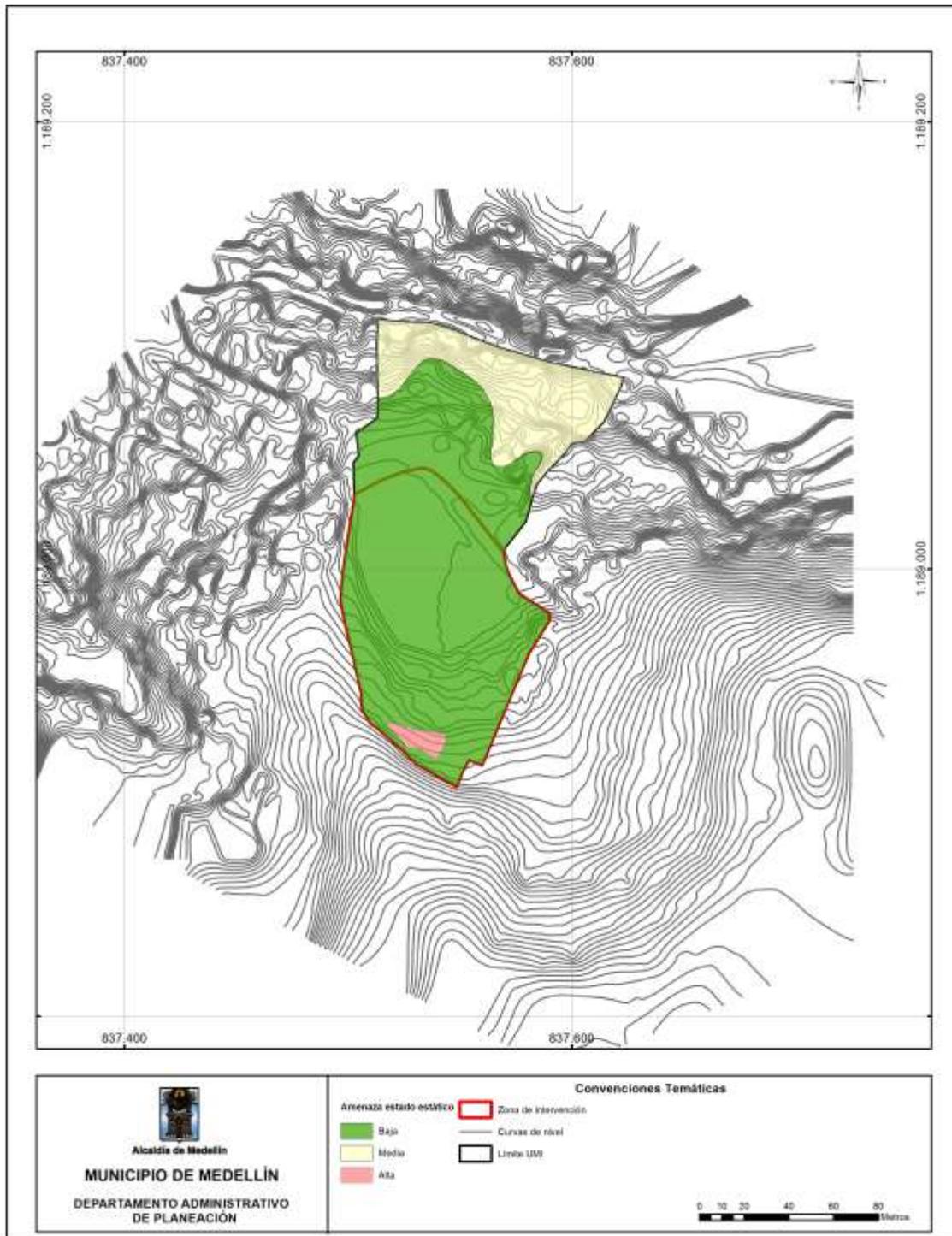


Figura 8.2. Amenaza por estabilidad en estado estático

8.1.2. Amenaza en condiciones Dinámicas

Para la evaluación de la amenaza en esta condición, se realizaron análisis de estabilidad de los mismos perfiles considerados en el análisis estático considerando como evento del sismo de diseño.

Los resultados muestran como es de esperar un aumento de la amenaza en las zonas de vertiente que dan hacia la quebrada la Seca, donde el área definida como de amenaza media pasa a ser de amenaza alta, a su vez en la vertiente de la parte alta de la cancha, se incrementa la zona de amenaza alta y la porción de la vertiente sobre las gradas, la cual estaba en amenaza abaja pasa a ser de amenaza media (Figura 8.3).

8.1.3. Amenaza en condiciones Saturada saturado.

Para la evaluación de la amenaza en esta condición, se realizaron análisis de estabilidad de los mismos perfiles considerados en el análisis estático considerando como evento una situación de suelo con nivel freático

Los resultados muestran como es de esperar un aumento de la amenaza en las zonas de vertiente que dan hacia la quebrada la Seca, donde el área definida como de amenaza media pasa a ser de amenaza alta, a su vez en la vertiente de la parte alta de la cancha, se incrementa la zona de amenaza alta y la porción de la vertiente sobre las gradas, la cual estaba en amenaza abaja pasa a ser de amenaza media (Figura 8.4).

8.2. AMENAZA POR DISTANCIA DE VIAJE O RUN OUT

Esta variable considera la distancia de viaje de la masa deslizada, para esto se consideró a la metodología propuesta por Guimarães (2015) la cual determina la distancia de la masa del deslizamiento a partir del cálculo de parámetros geométricos, a partir de la expresión

$$Z=H/d$$

Donde:

- H= Es la relación o diferencia de alturas entre el punto de desprendimiento del material y la parte más baja de la vertiente
- d= Es la distancia entre el punto de desprendimiento del material y un pixel con un valor de cota mínima determinado.

- Z = Se asocia a la isolinea formada por las diferentes trayectorias o valores resultantes.

El análisis respectivo se realizó evaluando los puntos de mayor energía potencial y mayor probabilidad de falla, escogiendo la de mayor extensión y considerando un valor de Z de 0,4, que corresponde a un valor de probabilidad de disposición en la masa del 0.9.

Los resultados obtenidos se presentan en el mapa respectivo y que muestra que el alcance máximo del material deslizado sería hasta unos 8 m dentro de la cancha de fútbol, donde el nivel de amenaza asociado a esta mancha, es el asociado a la probabilidad de ocurrencia o amenaza de la zona de donde se desprende la masa, que para el caso actual sería una zona alta (Figura 8.5).

8.3. AMENAZA TOTAL

La amenaza total se obtiene la combinación de los mapas de amenaza pro deslizamiento y amenaza por distancia de viaje o run out. En el presente caso, la amenaza asociada a la masa deslizada es alta, por lo que el mapa resultante será la unión amenaza alta se extiende a lo largo del talud de la parte alta de la cancha y sobre porción de esta de los dos polígonos de amenaza alta, como se observa en el mapa resultante (Figura 8.6), donde se observa como la zona amenaza alta, aumenta de forma considerable su tamaño, ya que la porción de terreno afectado por el run out alcanza una Porción de la cancha de futbol.

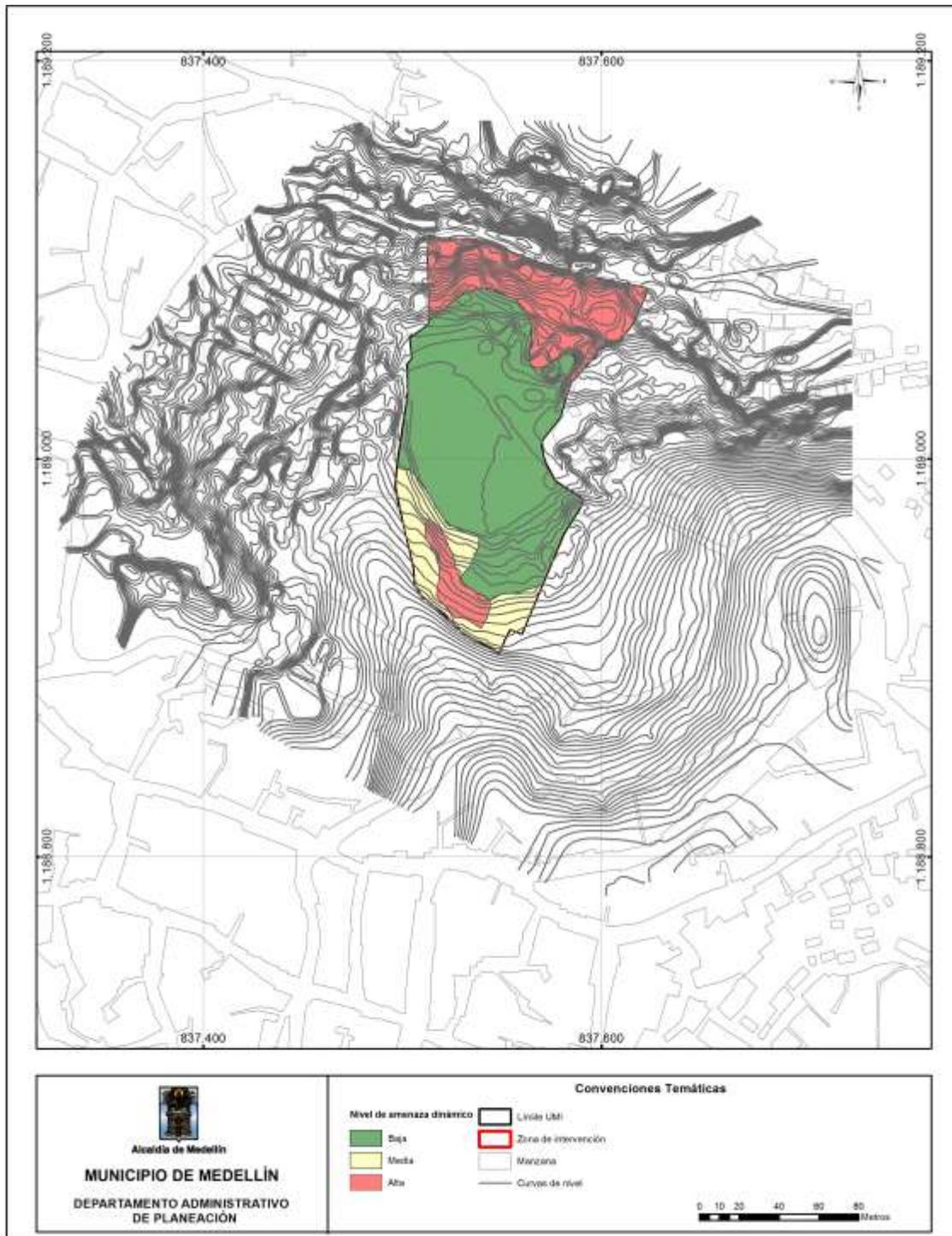


Figura 8.3. Amenaza por estabilidad en estado dinámico

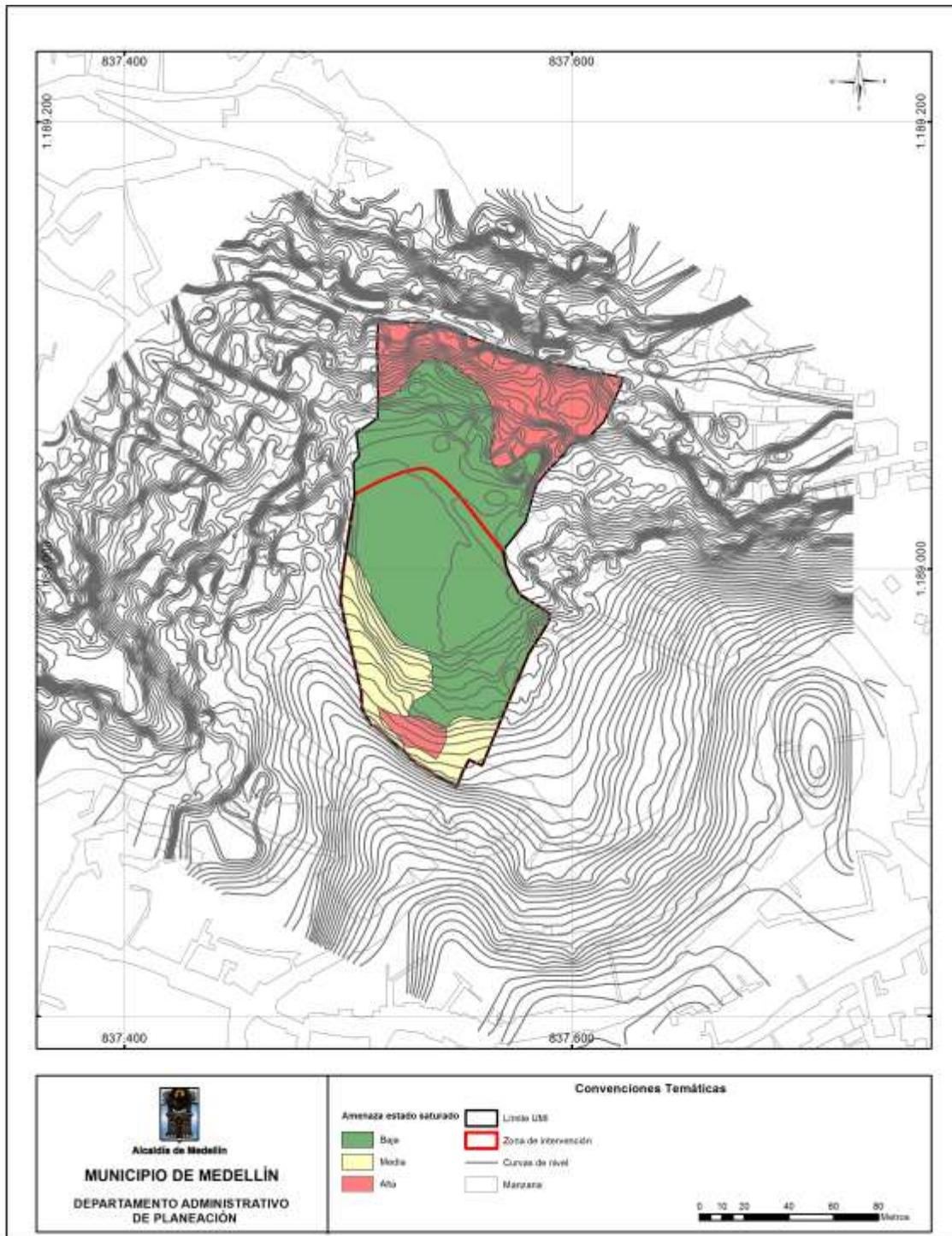


Figura 8.4. Amenaza por estabilidad en estado saturado

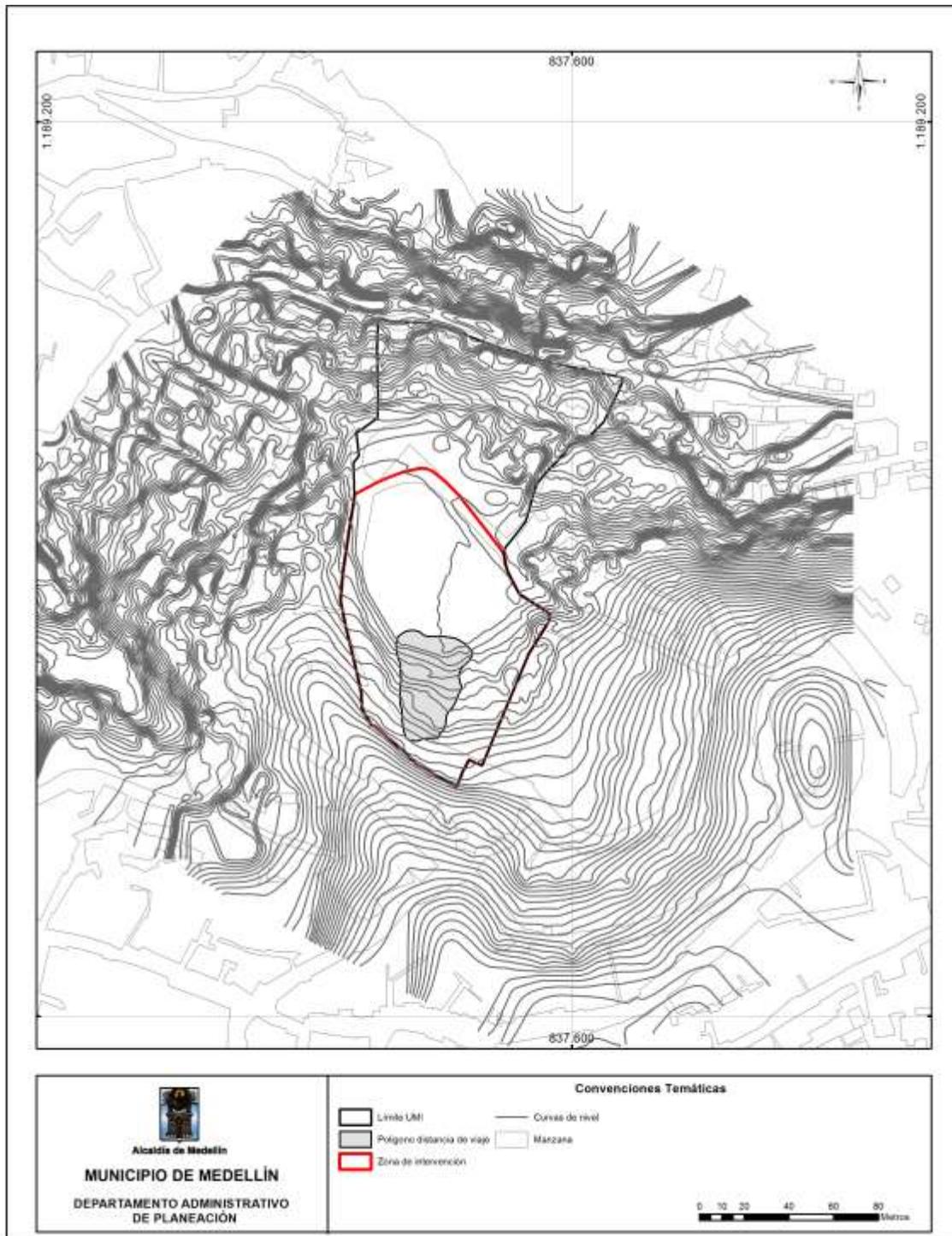


Figura 8.5. Amenaza por distancia de viaje

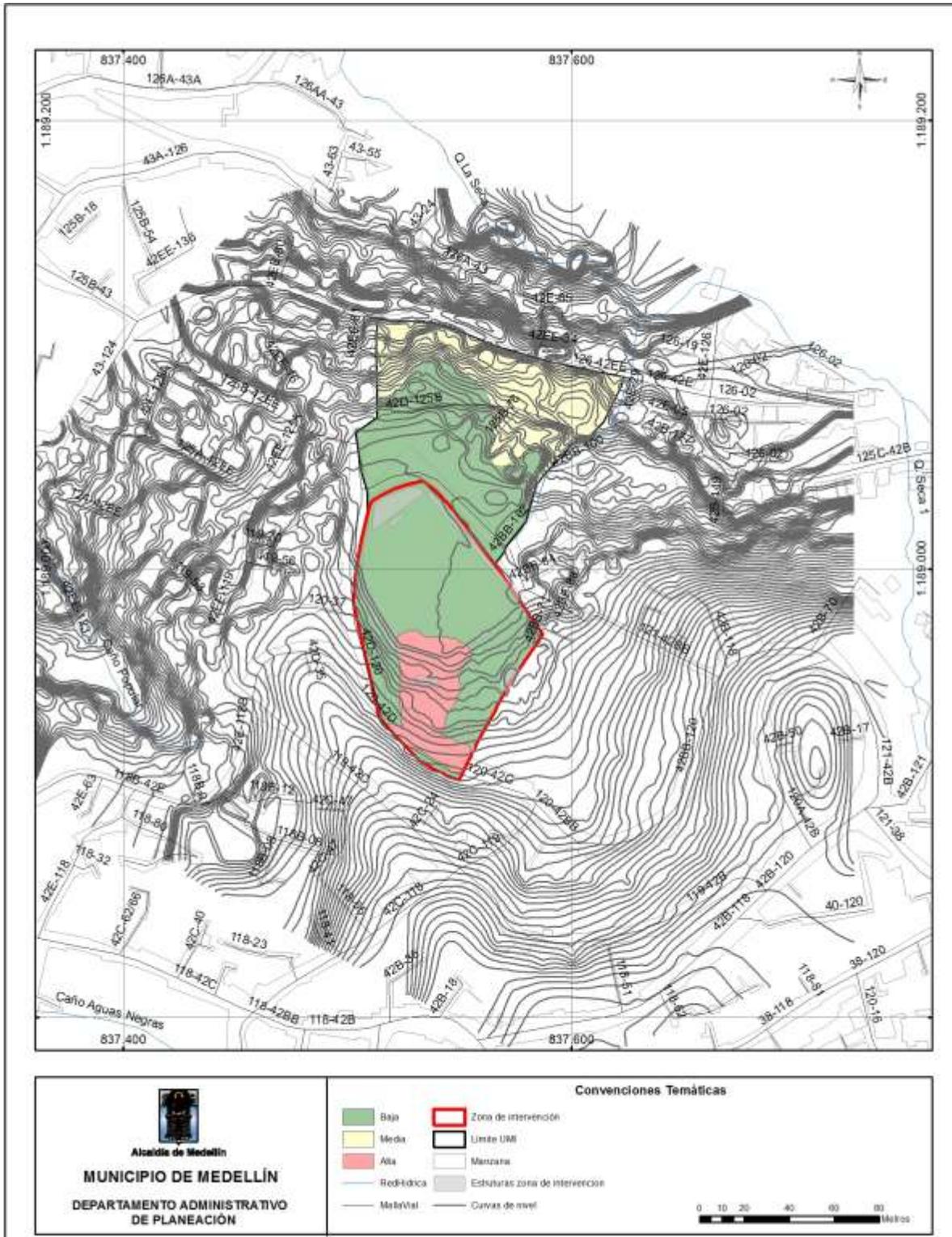


Figura 8.6. Amenaza total por movimiento en masa

9. DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

El POT de Medellín (Acuerdo 48 de 2014, Municipio de Medellín) define la vulnerabilidad como la susceptibilidad o fragilidad física, económica, social, ambiental o institucional que tiene una comunidad de ser afectada o sufrir efectos adversos en caso de que un evento físico peligroso se presente. Corresponde a la predisposición a sufrir pérdidas o daños de los seres humanos y sus medios de subsistencia, así como de sus sistemas físicos, sociales económicos de apoyo que pueden ser afectados por eventos físicos peligrosos.

La vulnerabilidad depende de las características de los diferentes elementos que puedan ser afectados por la ocurrencia de un evento y por la naturaleza (intensidad) del evento mismo, así se presentan dos etapas claramente diferenciadas como son la caracterización de los elementos y la determinación de la intensidad de los posibles eventos o también denominados escenarios de vulnerabilidad.

Para la determinación de la vulnerabilidad se seguirá la metodología propuesta por el Servicio Geológico Colombiano (2015), que establece un procedimiento para ser utilizado en estudios de detalle en zonas urbanizadas o a ser intervenidas, determinado claramente las características de los elementos que se ubicarían en la zona estudiada y la naturaleza de los eventos.

La determinación de la vulnerabilidad se adelantará sólo en el área que será afectada por el proyecto, que como se muestra en la Figura 6.1 coincide con el área en categoría de Amenaza definida por el POT. Lo anterior se define porque el proyecto que se adelantará no plantea la intervención de la zona de viviendas, externa al polígono de la cancha, y en el capítulo previo de amenaza se mostró como la amenaza generada dentro de la zona a intervenir no afecta de ninguna manera las viviendas o infraestructura fuera de esta.

9.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS

Cada uno de los elementos a ser evaluado se describirá de acuerdo a sus características de tipología, exposición y fragilidad, para así poder valorar su vulnerabilidad física ante la ocurrencia los eventos en estudio.

9.1.1. Exposición

Este parámetro determina la ubicación de los elementos expuestos referente a la ocurrencia de un deslizamiento, para determinar dicha ubicación respecto a los deslizamientos se utiliza una zonificación definida por le SGC (2015) como se muestra en la figura 1 y cuyas características y escenarios se presentan en la Tabla 1.

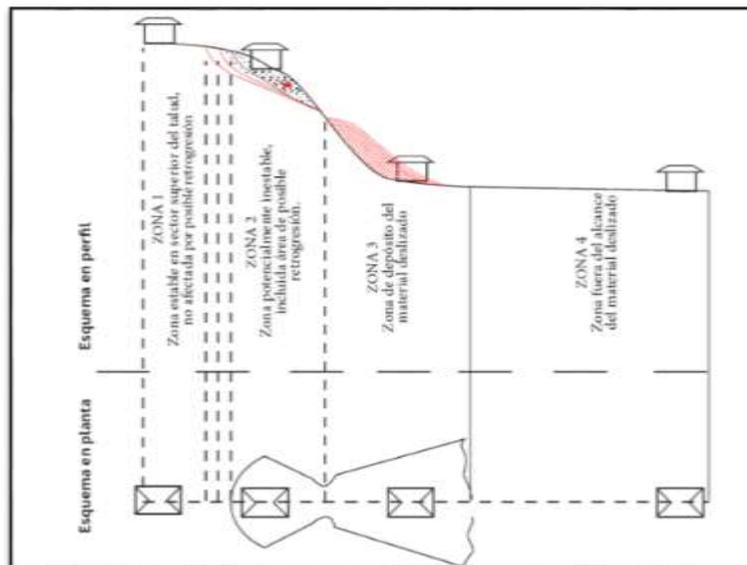


Figura 9.1. Zonas de exposición de los elementos ante un deslizamiento (SGC, 2015)

Tabla 9.1. Zonas o escenarios de exposición (SGC, 2015)

Zona	Descripción	Daños esperados	Criterio de intensidad o magnitud
1	Elementos ubicados sobre la zona estable en la parte superior del talud, sin posibilidad de afectación por retrogresión.	No se esperan daños a causa de los movimientos en masa.	
2	Elementos ubicados sobre una ladera potencialmente inestable o potencialmente afectados por efectos de retrogresión.	Colapso o daños instantáneos debido a pérdida de soporte en la zona de retrogresión. Asentamientos diferenciales, inclinaciones y agrietamientos asociados con movimientos	Velocidad del movimiento. Actividad del deslizamiento. Cantidad de desplazamiento. Desplazamientos verticales.

Zona	Descripción	Daños esperados	Criterio de intensidad o magnitud
		lentos; colapso de la estructura asociado con movimientos rápidos.	
3	Elementos ubicados en la trayectoria del movimiento en masa o en la zona de depósito del material deslizado.	Daños localizados por impacto, colapso total, obstrucción, enterramiento, entre otros.	Velocidad del movimiento. Distancia de viaje. Presiones laterales. Impactos (volúmenes y energía cinética). Alturas de acumulación de material.
4	Elementos fuera del alcance del movimiento en masa y su área de depósito.	No se esperan daños debidos a los movimientos en masa.	

Para determinar la ubicación de las diferentes estructuras contenidas en la zona de trabajo, se determina de acuerdo a los análisis de estabilidad que define la zona de ruptura más probable esto es la Zona 2, que se realizaron en el numeral de análisis de estabilidad y los análisis de la distancia de viaje del material o Run Out que se realiza a continuación.

Esta variable se determinó en el numeral respectivo del capítulo de amenaza y que muestra que el alcance máximo del material deslizado sería de unos 8 m dentro de la cancha de fútbol.

Así de acuerdo a lo anterior, dentro de las zonas 2 y 3, que son las sujetas a afectaciones por movimientos en masa no se presentan edificaciones y en la actualidad se tienen una cancha de fútbol, graderías para la cancha y pequeña adecuación de recreo y en el futuro se planean intervenciones con estructuras de recreación, que no implican establecimiento de población en la zona.

9.1.2. Fragilidad

Por fragilidad se entiende la respuesta de los elementos expuestos frente a las sollicitaciones generadas por la interacción de los movimientos en masa con dichos elementos. En bienes materiales, esta respuesta depende de las características del elemento y en personas, de la capacidad de respuesta y la posición relativa con respecto al área afectada por el evento (SGC, 2016).

Fragilidad construcciones

Las construcciones cercanas al área de intervención se encuentran dentro de la zona 4 de la exposición de acuerdo a lo mostrado en la Figura 8.1 por lo que no se requiere su análisis.

Fragilidad equipamiento

Como equipamiento se entiende aquellas estructuras presentes en el área de estudio, como graderías, placas de juegos gimnasios y escaleras, que son intervenciones livianas sin características estructurales ni muros.

Considerando que todas las estructuras son livianas y no tienen características estructurales que les permitan resistir un evento tipo un movimiento de masa, la afectación que se espera por un evento de este tipo sería muy alta a total, por lo que la fragilidad de las estructuras se califica como muy alta, como se observa en el mapa respectivo.

Fragilidad Redes

Dentro de las redes se incluyen las redes de electricidad, acueducto, alcantarillado y gas. La valoración de su fragilidad se hace, al igual que con las demás estructuras, basado en el documento guía del SGC (2015). Donde a continuación se analiza la fragilidad de las redes presentes en la zona (redes legales de EPM), y donde los resultados se presentan en mapas anexos y las tablas de levantamiento de la información, se encuentran dentro de la GDB del producto entregado.

- Postes: La fragilidad se determina de acuerdo al tipo de material del poste, que define su resistencia, y considera que, en caso de no tenerse datos precisos de la resistencia de los materiales, se le debe dar un valor de fragilidad alto. Así como en la zona hay postes de fibra de vidrio y de concreto, estos últimos sin caracterización de su resistencia, todo este elemento tiene un valor de fragilidad alto.
- Acueducto: Se define por el diámetro de la tubería, tubería con diámetro mayor a 2 pulgadas tiene una fragilidad baja. La tubería presente en la zona es de 75 mm o mayor, la fragilidad es baja.

- Alcantarillado: La fragilidad de esta red se define por el tipo de materiales, para el concreto se tiene una fragilidad baja y el polietileno, media, al tenerse una tubería en material plástico (Novafort), se considera una fragilidad media.
- Gas: Para estas redes no se tiene parámetros en la guía mencionada, se estima fragilidad alta.

9.2. INTENSIDAD DEL EVENTO

Por intensidad del evento se entiende los niveles de energía que pueden alcanzar los movimientos de masa que generan la amenaza, para así estimar el posible daño.

Para realizar el análisis se debe determinar la velocidad de deslizamiento, o su tipo, considerando las características del terreno y sus materiales y para determinar la velocidad del movimiento se utilizó la ecuación propuesta por el SGC (2015), que se presenta continuación, la cual da como resultado una velocidad de 0,08 m/seg, clasificando esto como movimiento muy rápido de acuerdo a lo establecido por Cruden y Varnes (1996) y que es la misma categoría considerada por la guía antes mencionada.

$$V_{AB} = \sqrt{2Hg \left(1 - \frac{\tan \phi}{\tan \beta}\right)}$$

Donde

- V_{AB} : es la velocidad entre los puntos A y B
- ϕ : Es el ángulo de fricción interna del talud
- β Es la pendiente
- H la altura entre los puntos A y B
- G aceleración de la gravedad

Los modelos generan como proceso resultante un deslizamiento rápido, y para este tipo de movimientos, la guía del SGC (2015), establece dos escenarios uno para la zona 3, y otro para la Zona 2.

Para la zona 2 se establece que sin importar la estructura presente la destrucción de esta será total. Para la zona 3, zona de material deslizado o Runout, la intensidad se calcula de acuerdo a la energía de la masa desplazada y teniendo en cuenta respecto a las estructuras presentes en el área afectada.

De acuerdo a lo anterior, para la Zona 2 se puede concluir que la destrucción de las estructuras allí presente sería total y para la Zona 3 al observar la disposición de la masa deslizada, se nota que esta afecta una porción de las gradería y parte de la cancha, esta última no requiere ningún análisis específico.

9.2.1. Intensidad sobre estructuras

La metodología del SGC (2015), no define un análisis de intensidad sobre estructuras como las allí encontradas, por lo que a partir de lo allí planteado se estimó que el índice que mejor se puede aplicar es el denominado f-prof, que es el parámetro de intensidad por la profundidad del deslizamiento el cual se presenta en función de la relación entre la profundidad del deslizamiento y la altura de la estructura, donde la escala de valor presentada (SGC, 2016), plantea que casos donde la profundidad del deslizamiento es mayor a la de la estructura, la intensidad es igual a 1, su mayor valor, ya dado que las graderías son de baja altura, esta sería la situación allí presente.

9.2.2. Intensidad sobre redes

La intensidad sobre este tipo de equipamiento, se define, al igual que sobre las estructuras, por el tipo de movimiento esperado y la ubicación de las redes respecto al movimiento. Los resultados de se presentan en mapas anexos.

Dentro de las redes evaluadas, solo la red eléctrica, que se estima mediante los postes que la conforman, presenta elementos dentro de las zonas que generan impacto, Zonas 2 y 3, el resto de las redes, tiene sus elementos en las zonas 1 o 4, por lo que no tiene exposición a los eventos así no tiene intensidad del evento.

Respecto a los postes, cuando se encuentran en la Zona 2, de arranque, la destrucción esperada es total, por lo que la intensidad es alta, y para aquellos ubicados en la Zona 3, de acumulación, la intensidad se estima como una fracción de su altura, y define que si la relación entre masa desplazada y altura esta entre 0,1 y 0,2 se tiene intensidad media, considerando este el estimado más probable para la zona de estudio.

9.3. VALORACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

La valoración de la vulnerabilidad es el resultado de las condiciones de las estructuras a ser evaluadas o afectadas por un evento y la intensidad del evento en sí, para lo cual el SGC (2016), tomando la metodología de Du et al (2013), plantea un desarrollo numérico que puede resumirse en la Tabla 9.2 a continuación.

Tabla 9.2. Regla de decisión para la determinación del riesgo (Tomado y adaptado de SGC, 2015)

Fragilidad	Intensidad				
	Muy Baja	Baja	Media	Alta	Muy Alta
Muy alta	Baja	Alta	Alta	Alta	Alta
Alta	Baja	Media	Alta	Alta	Alta
Media	Baja	Media	Alta	Alta	Alta
Baja	Baja	Baja	Media	Media	Alta

La valoración del nivel de daño para la vulnerabilidad es la siguiente (SGC, 2016)

- Alta: Colapso total de las estructuras
- Moderado: Afectación grave de la estructura
- Baja: Afectación moderada a leve,

Dentro de las estructuras analizadas, tanto la fragilidad como la intensidad estaban en categorías alta, por lo tanto, la vulnerabilidad de las estructuras tiene categoría alta, como se observa en el mapa respectivo, y por lo tanto espera la destrucción total de las estructuras afectadas si se llega a presentar un deslizamiento.

Para el caso de las redes, la mayor parte de éstas no tiene vulnerabilidad ya que se encuentran en zonas donde no se presenta afectación por el deslizamiento, solo algún poste tiene afectación por el evento y su vulnerabilidad es alta, por tener fragilidad alta e intensidad media.

10. DETERMINACIÓN DEL RIESGO

El riesgo está relacionado con la posibilidad de presentarse pérdidas de vidas humanas o pérdidas materiales por la ocurrencia de eventos peligrosos, en este caso deslizamiento. Su determinación, depende de dos parámetros como son la amenaza y la vulnerabilidad, grado de afectación que se espera de los elementos o personas por la ocurrencia del evento en cuestión. Para la obtención de los resultados, el Municipio de Medellín estableció lineamientos mediante el Decreto 1626 de 2015., que se toman como referencia para el presente estudio.

El riesgo se define como “los daños o pérdidas potenciales que pueden presentarse debido a los eventos físicos peligrosos de origen natural, socio-natural tecnológico, biosanitario o humano no intencional, en un período de tiempo específico y que son determinados por la vulnerabilidad de los elementos expuestos; por consiguiente, el riesgo de desastres se deriva de la combinación de la amenaza y la vulnerabilidad.” De acuerdo a la ley 1523 de 2012, que regula la gestión del riesgo en el país.

La determinación del riesgo se realizará sobre las estructuras y en polígonos, los cuales se presentan a continuación.

10.1. RIESGO SOBRE ESTRUCTURAS Y REDES

Este procedimiento define el riesgo sobre aquellas estructuras en la zona de estudio, con la posibilidad de ser afectadas por los eventos que allí se podrían presentar y para esto una regla de decisión que se presenta en la Tabla 10.1 y su desarrollo se presenta en el mapa respectivo, donde se muestra como hay dos estructuras en riesgo alto, y el resto de estructuras están en riesgo bajo (Figura 10.1).

Para el caso de las redes, la mayor parte de éstas tiene categoría de riesgo bajo, ya que se encuentran en zonas donde no se presenta afectación por el deslizamiento y sólo algunos postes de red eléctrica tiene riesgo alto.

Tabla 10.1. Regla de decisión para la determinación del riesgo

Amenaza	Vulnerabilidad		
	Alta	Media	Baja

Alta	Alto	Alto	Medio
Media	Alto	Medio	Bajo
Baja	Bajo	Bajo	Bajo

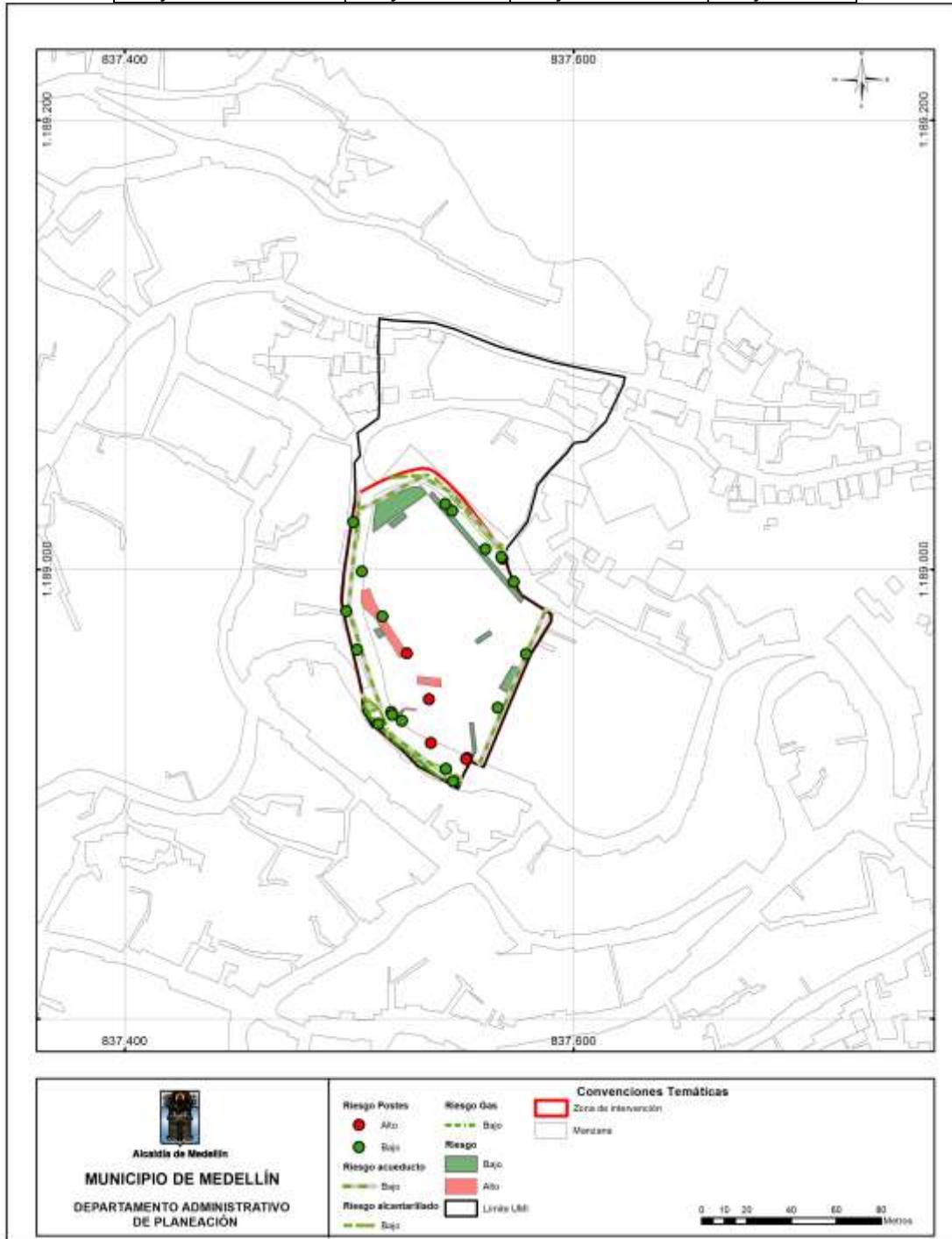


Figura 10.1. Mapa de riesgo sobre estructuras

La normatividad vigente determina que, en las zonas calificadas de riesgo alto, deben ser a su vez calificadas en si el riesgo es mitigable o no, donde esta valoración se determina a partir de una relación costo beneficio, entre el valor de la intervención requerida para reducir el riesgo y los impactos generados al realizar dicha intervención.

La reducción del riesgo se puede llevar a cabo de dos formas, reduciendo la amenaza, principalmente por medio de obras de estabilización de las vertientes o reduciendo la vulnerabilidad de las estructuras, mediante una repotenciación de obras existentes o construcción de obras nuevas con altas condiciones estructurales.

Considerando las características de la zona evaluada y las obras de infraestructura allí presentes y a instalar, se estima más viable una intervención que reduzca la amenaza y dado que los terrenos susceptibles a ser deslizados son vertientes cortas, las obras a adelantar serían de baja complejidad y costo, por lo que el riesgo se clasificaría como riesgo alto mitigable.

10.2. RIESGO POR POLÍGONOS

Este procedimiento permite definir áreas que califican el riesgo presente, para así tener herramientas para la planificación del territorio.

Considerando que el riesgo debe tener en cuenta la posibilidad de afectación sobre las estructuras que allí se puedan implantar, por lo tanto, se debe generar un procedimiento que permita inferir esta situación.

Para la presente zona de estudio se tiene que las estructuras que se desarrollaran allí son todas estructuras livianas de amueblamiento urbano, de características estructurales similares a las que se encuentran actualmente allí, por lo tanto cualquier tipo de evento que se presente dará lugar a su detestación total, así el riesgo por polígono se asimila a la amenaza total por deslizamiento, tanto en la situación actual como la proyectada, donde para la proyectada el riesgo es bajo, dado el aumento del factor de seguridad de la vertiente por la construcción de la obra planteada (Figura 10.2).

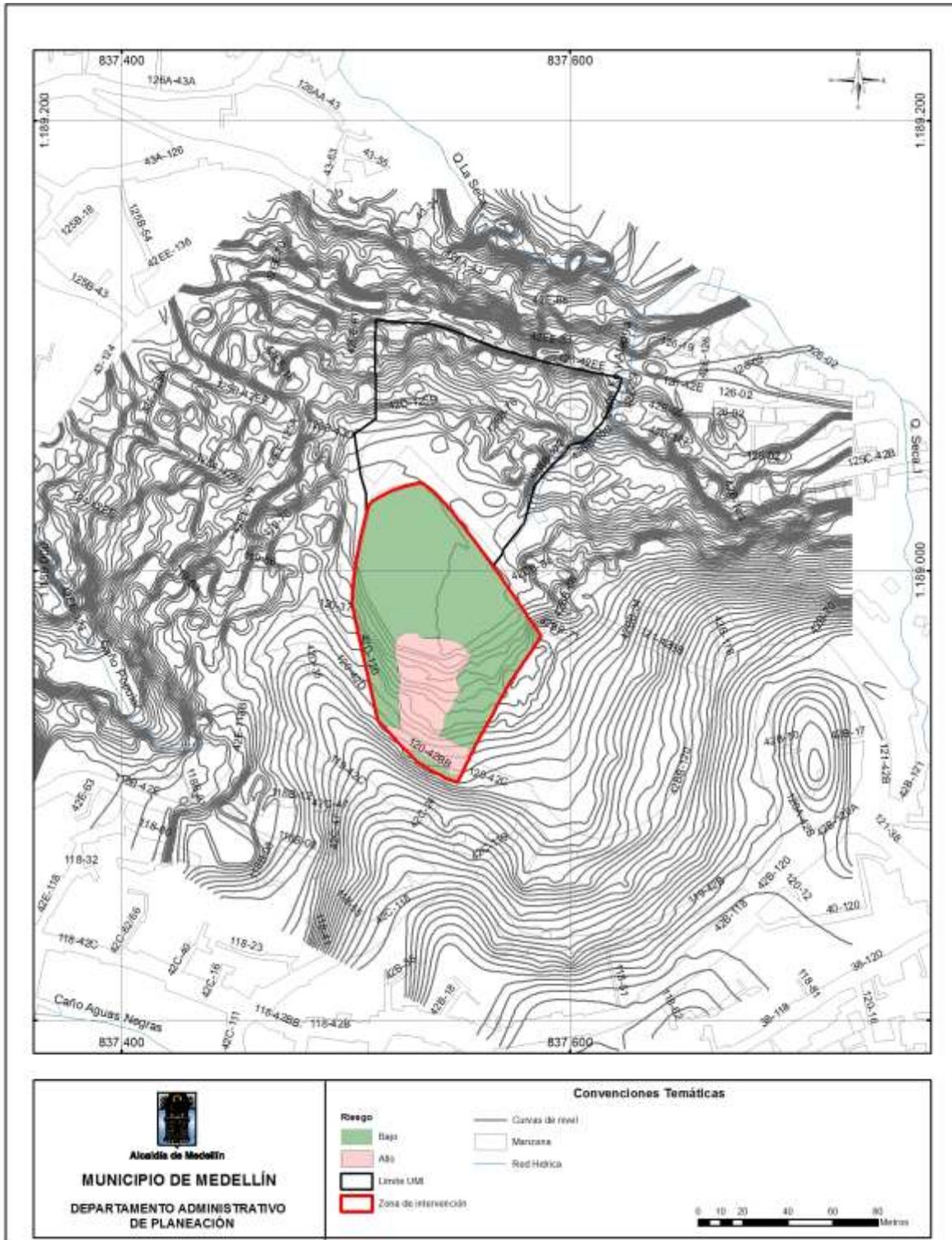


Figura 10.2. Mapa de riesgo actual por polígono

10.3. RIESGO PROYECTADO

Esta caracterización, busca definir el nivel de riesgo una vez se haya construido la obra de estabilidad proyectada. Para esto se debe considerar la amenaza proyectada con la obra, la vulnerabilidad de las estructuras a implantar allí y obtener de estos dos parámetros el riesgo.

El análisis de estabilidad realizado con la obra, y presentado en el numeral respectivo del muro de gaviones, muestra un Factor de Seguridad de 2.08, lo cual, de acuerdo al criterio definido dentro del estudio permite definir una amenaza baja, referente a la vulnerabilidad, las estructuras a implantar en el área del proyecto son similares a las existentes, estructuras livianas, sin fundaciones, por lo que su fragilidad es muy alta.

De acuerdo a lo anterior, y considerando la regla de decisiones presentada en la Tabla 10.1, el riesgo proyectado para la zona de intervención es bajo, como se muestra en la figura a continuación.

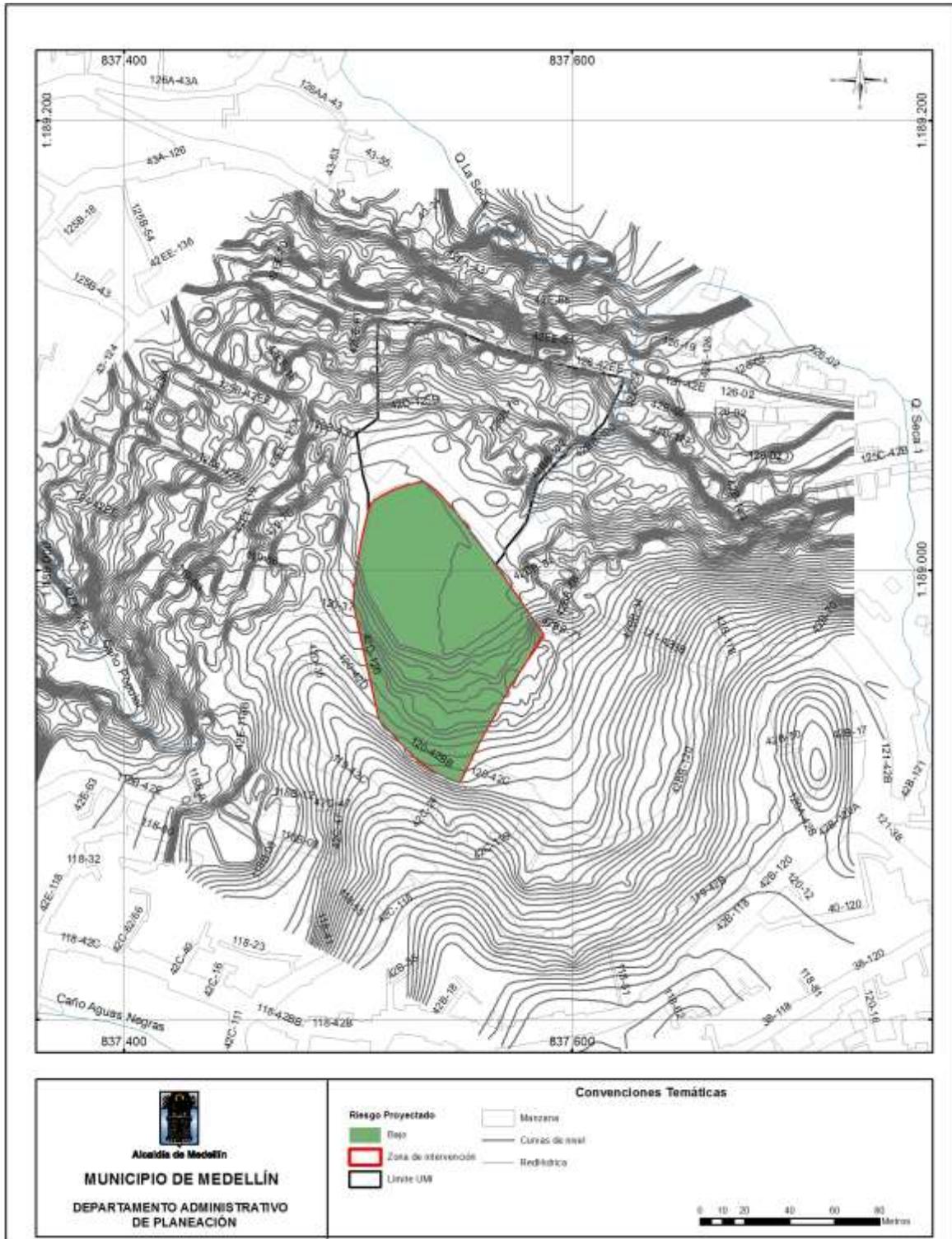


Figura 10.3. Mapa de riesgo proyectado por polígono

11. ZONIFICACIÓN DE LA APTITUD GEOLÓGICA

La zonificación geológica de un terreno, se establece en los términos que lo establece el Acuerdo Metropolitano No 009 de 2012 como el paso posterior a la caracterización geológica, geomorfológica y morfodinámica de una UMI.

La zonificación en el presente estudio se realiza considerando como aspectos principales la pendiente del terreno, las formaciones geológicas y rasgos morfológicos ya que se consideran los elementos principales que controlan la aptitud geológica en la zona.

Por su pendiente el área de estudio se divide en tres sectores: unos taludes bajos localizados en la parte alta de la vía, una zona plana correspondiente a la cancha y sus alrededores y una vertiente de pendiente alta que conforma al tramo superior del margen izquierdo de la quebrada La Seca. Las formaciones superficiales corresponden a llenos antrópicos en la zona de la cancha de fútbol y saprolito del Metagabro de Medellín.

Considerando las características antes mencionadas, la zonificación de la aptitud geológica, de acuerdo a lo establecido por el Acuerdo 009 (AMVA 2012), permite definir la presencia de tres zona así:

- Zonas Aptas: Aquellas áreas con alto grado de estabilidad. Corresponde a la zona de la cancha de fútbol y las construcciones aledañas hacia la quebrada La Seca.
- Zonas Aptas con Restricciones Moderadas: Zonas estables con evidencias de procesos morfodinámicos, cuya estabilidad depende del tratamiento de los procesos y la intervención de la zona, en el área éstas corresponden a los taludes de mayor altura en la parte sur de la UMI.
- Zonas Aptas con Restricciones Altas: Corresponden a las vertientes altas del margen izquierdo de la quebrada La Seca.

Se presenta el mapa de aptitud geológica:

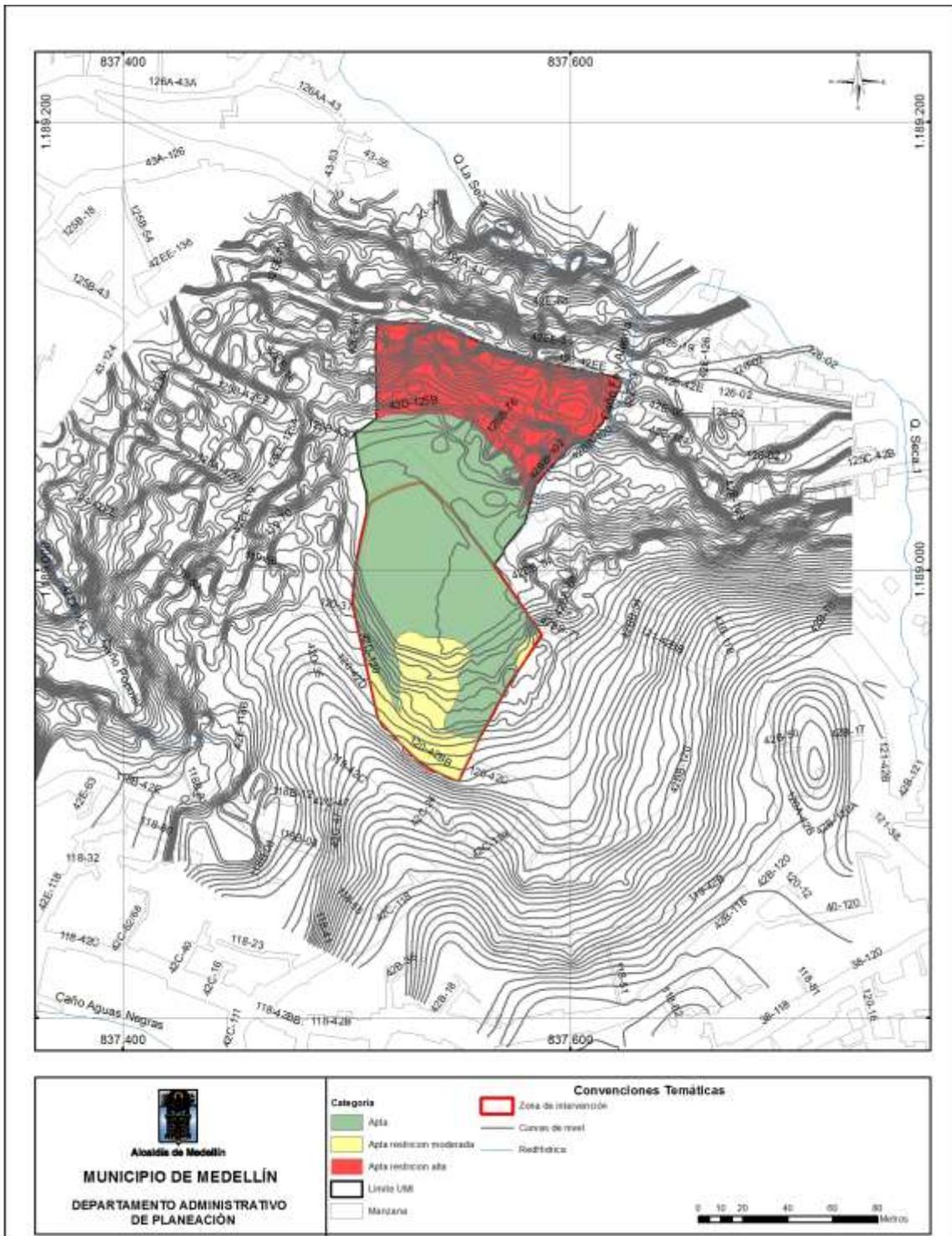


Figura 11.1. Mapa de aptitud geológica

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los diversos análisis presentados para las obras proyectadas se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

12.1. CIMENTACIÓN

Cimentación superficial: Para la cimentación de estructuras menores como bancas, lámparas, pedestales, pérgolas, etc, se recomienda apoyar estas sobre el material denominado como llenos heterogéneos detectado en todas las perforaciones (*Material limoso, no consolidado, de color café con zonas naranja, grises, rojas, amarillas y negras, de humedad baja y plasticidad media. Material con presencia de fragmentos de roca de hasta 0,3cm en una relación %Matriz=95 y %Roca=5, además de micas, cuarzo y vidrios, consistencia: Firme*) mediante la construcción de muertos en concreto donde su geometría dependerá de la necesidad de magnitud de cargas a la que estará sometido.

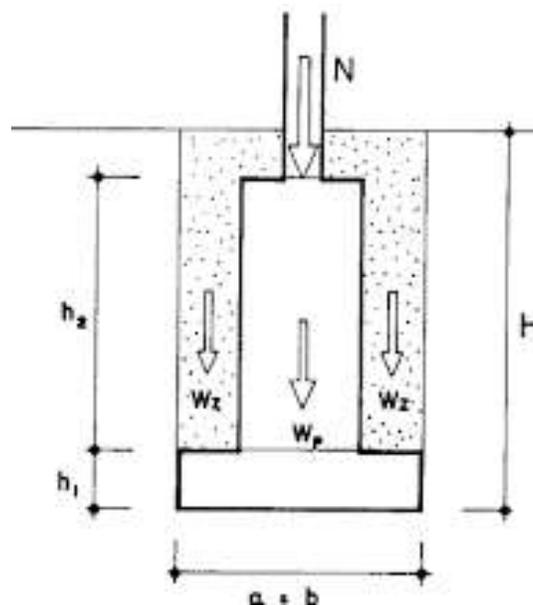


Figura 12.1. Pedestales para cimentación de estructuras menores

Tabla 12.1. Cuadro capacidades de carga cimentación superficial

Geometría de cimentación vs capacidad portante						
	Df= 0.5 m	Df= 0.6 m	Df= 0.7 m	Df= 0.8 m	Df= 0.9 m	Df= 1.0 m
B (m)	Qa (Ton)					
0.5	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
0.6	2.5	2.7	2.8	2.9	3.0	3.2
0.7	3.5	3.7	3.9	4.0	4.2	4.4
0.8	4.7	4.9	5.1	5.3	5.6	5.8
0.9	6.0	6.3	6.6	6.9	7.1	7.4
1.0	7.5	7.9	8.2	8.6	8.9	9.3

Donde;

Df= Profundidad de desplante en metros

B= Ancho de cimentación en metros

Qa= Carga admisible en toneladas

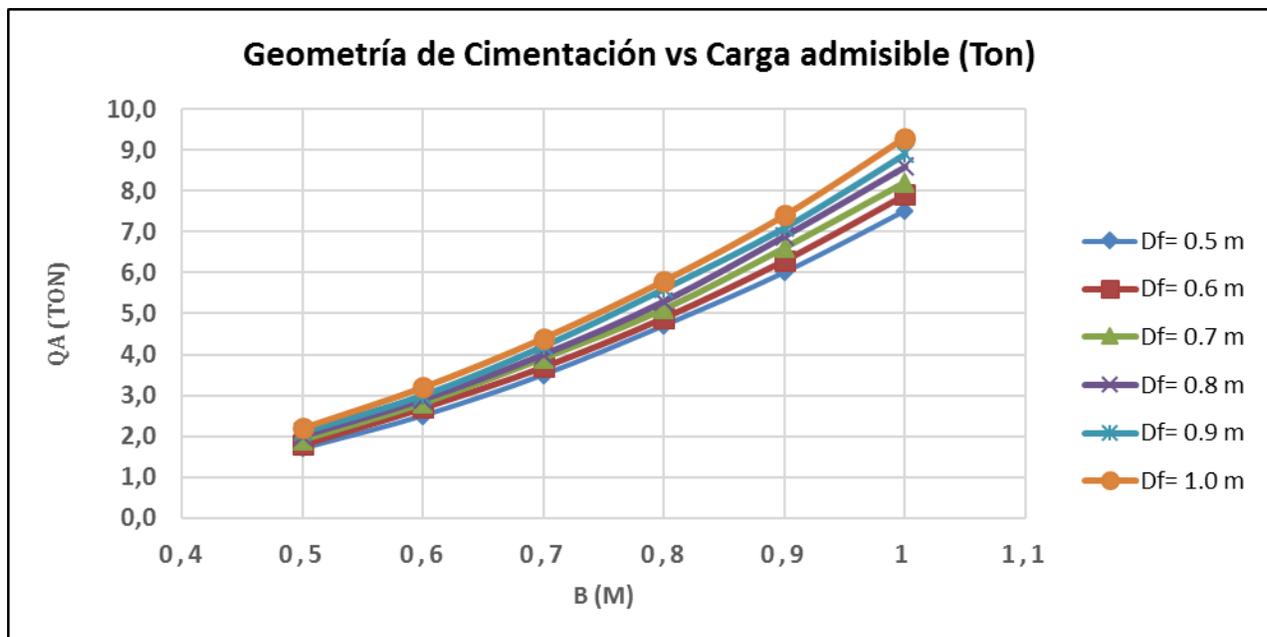


Figura 12.2. Capacidades de carga de cimentación superficial vs geometría

Concreto ciclópeo: Para la cimentación de las nuevas graderías se desplantarán sobre un reemplazo del lleno heterogéneo con concreto ciclópeo de un espesor mínimo de 50 cm.

Losa de cimentación: Para la construcción de elementos urbanísticos de mayor extensión en planta como gimnasios, teatrino o zonas de juegos infantiles, se recomienda cimentarlos sobre una losa, dimensionada lo suficientemente rígida para transmitir al subsuelo presiones de contacto que no superen las 4 toneladas por metro cuadrado. Para el diseño estructural se debe considerar un coeficiente de balasto (K) de 584 kN/m³.

En la zona donde se requiera, por efectos de cargas puntuales, se pueden generar vigas profundas que refuercen la losa para evitar fallas por efecto del punzonamiento. La losa se deberá desplantar sobre un reemplazo con material adecuado de mínimo 40 cm de espesor luego de retirar la capa vegetal y los materiales inadecuados como llenos y capas orgánicas. Entre el material adecuado y la subrasante o el reemplazo se debe colocar una capa de geotextil tejido que cumpla funciones de separación entre el material de apoyo y la subrasante; el material adecuado corresponde a suelos a las especificaciones expuestas en el artículo 220 de **INVIAS**.

Tabla 12.2. Características de suelos adecuados según artículo 220 INVIAS

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Zona de aplicación en el terraplén		corona núcleo cimiento	corona núcleo cimiento	núcleo cimiento
Tamaño máximo	E-123	75 mm	100 mm	150 mm
Porcentaje que pasa el tamiz de 2mm (No. 10)	E-123	≤ 80% en peso	≤ 80% en peso	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 μm (No.200)	E-123	≤ 25% en peso	≤ 35% en peso	≤ 35% en peso
Contenido de materia orgánica	E-121	0%	≤ 1%	≤ 2%
Límite líquido	E-125	≤ 30%	≤ 40%	≤ 40%
Índice plástico	E-126	≤ 10%	≤ 15%	-
C.B.R. de laboratorio (Nota 1)	E-148	≥ 10%	≥ 5%	≥ 3%
Expansión en prueba C.B.R.	E-148	0%	≤ 2%	≤ 2%
Índice de colapso (Nota 2)	E-157	≤ 2%	≤ 2%	≤ 2%
Contenido de sales solubles	E-158	≤ 0.2%	≤ 0.2%	-

Para cargas de servicio aproximadas de una tonelada por metro cuadrado se esperan asentamientos entre los 6.0 y 6.60 milímetros, se relaciona a continuación los asentamientos estimados de acuerdo a diferentes magnitudes de esfuerzo.

Tabla 12.3. Asentamientos esperados en losa de cimentación

Losa de cimentación	
Esfuerzo (kPa)	Asentamiento (mm)
5	6.49
10	6.54
15	6.65
20	6.7
25	6.75
30	6.8

Losa de cimentación	
Esfuerzo (kPa)	Asentamiento (mm)
35	6.9
40	6.96

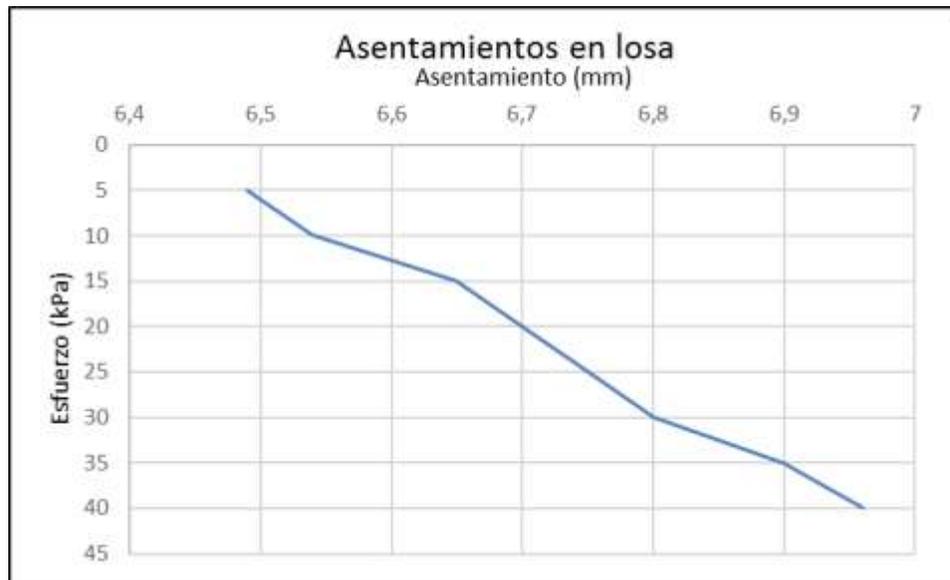


Figura 12.3. Asentamientos esperados en losa de cimentación

12.2. EMPUJES DE TIERRA SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Para los muros de contención que resulten del diseño se deben tener en cuenta los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes de tierras, sobre estructuras de contención:

- Coeficiente de empuje Activo (K_a): 0.34
- Coeficiente de empuje Pasivo (K_p): 2.94
- Coeficiente de empuje en reposo (K_r): 0.48
- Densidad del relleno Compactado: 2.0 ton/m³
- Coeficiente de fricción suelo – concreto: 0.40

Estos parámetros corresponden a suelos seleccionados, de acuerdo con la especificación contenida en el artículo 220 – 13 del INV. Para suelos con un ángulo de fricción interna de 32° .

12.2.1. MURO EN GAVIONES

De acuerdo a las secciones geotécnicas, los análisis de estabilidad de la ladera y junto a las consideraciones arquitectónicas del proyecto, se ve la necesidad de realizar una contención óptima y suficiente que aporte a la estabilidad de la ladera correspondiente a la sección geotécnica 3-3', ésta se presenta en la planta arquitectónica a continuación.

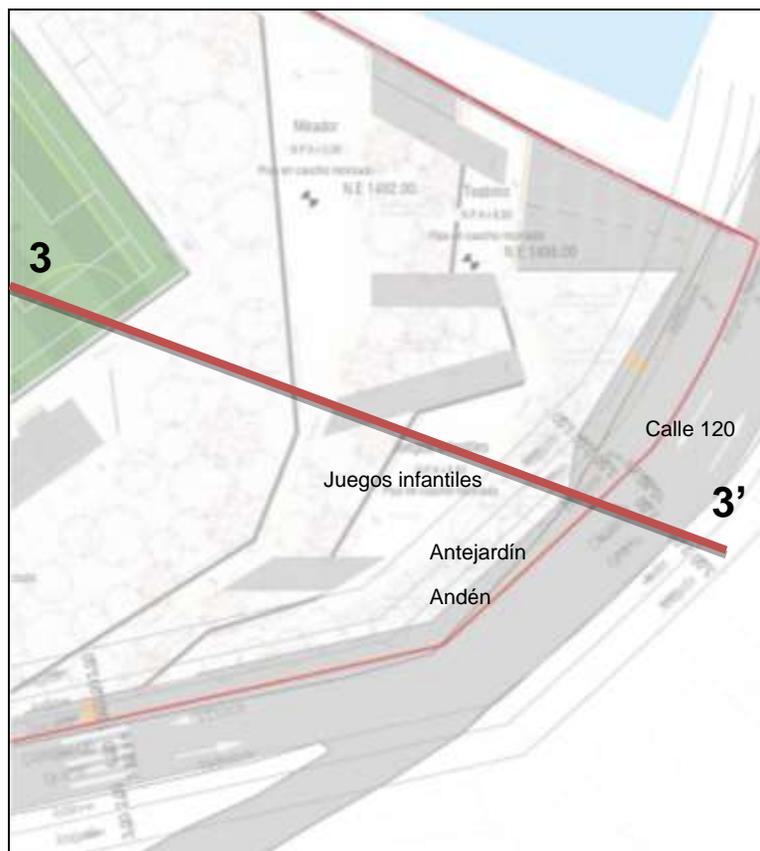


Figura 12.4. Trazado en planta arquitectónica de sección geotécnica 3-3'

Por lo tanto, se considera como una alternativa viable realizar la construcción de un muro de contención conformado por tres hileras de gaviones de forma escalonada que garantice la estabilidad de la ladera, éste dispondrá de una cimentación en concreto ciclópeo de mínimo 0,50 metros de espesor con una inclinación de 5 grados, y una altura aproximada de 3,0 metros. El gavión no requiere obras de drenaje adicionales tales como instalación de geodrenes, ya que el gavión opera como filtro.

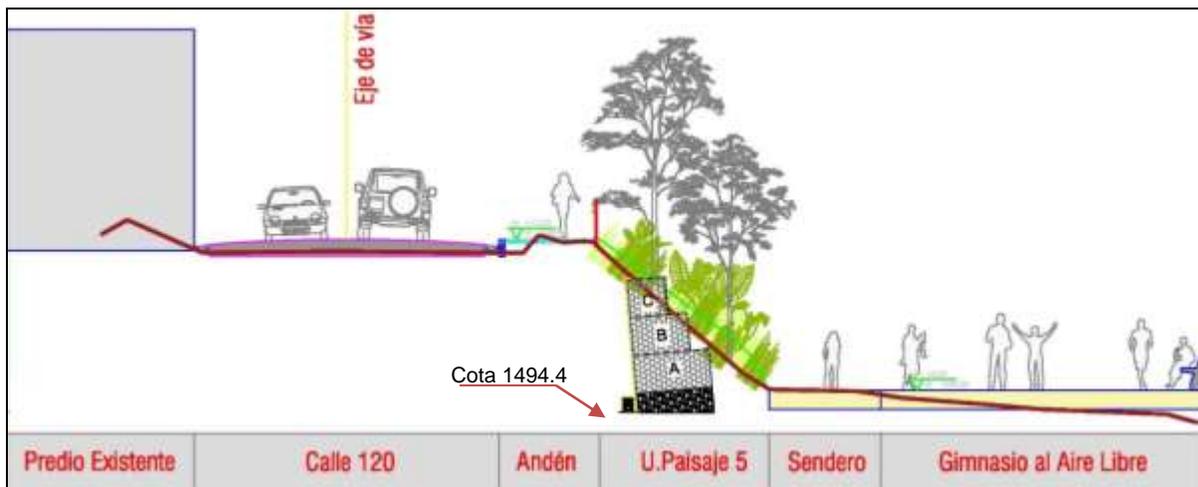


Figura 12.5. Muro de contención en sección arquitectónica

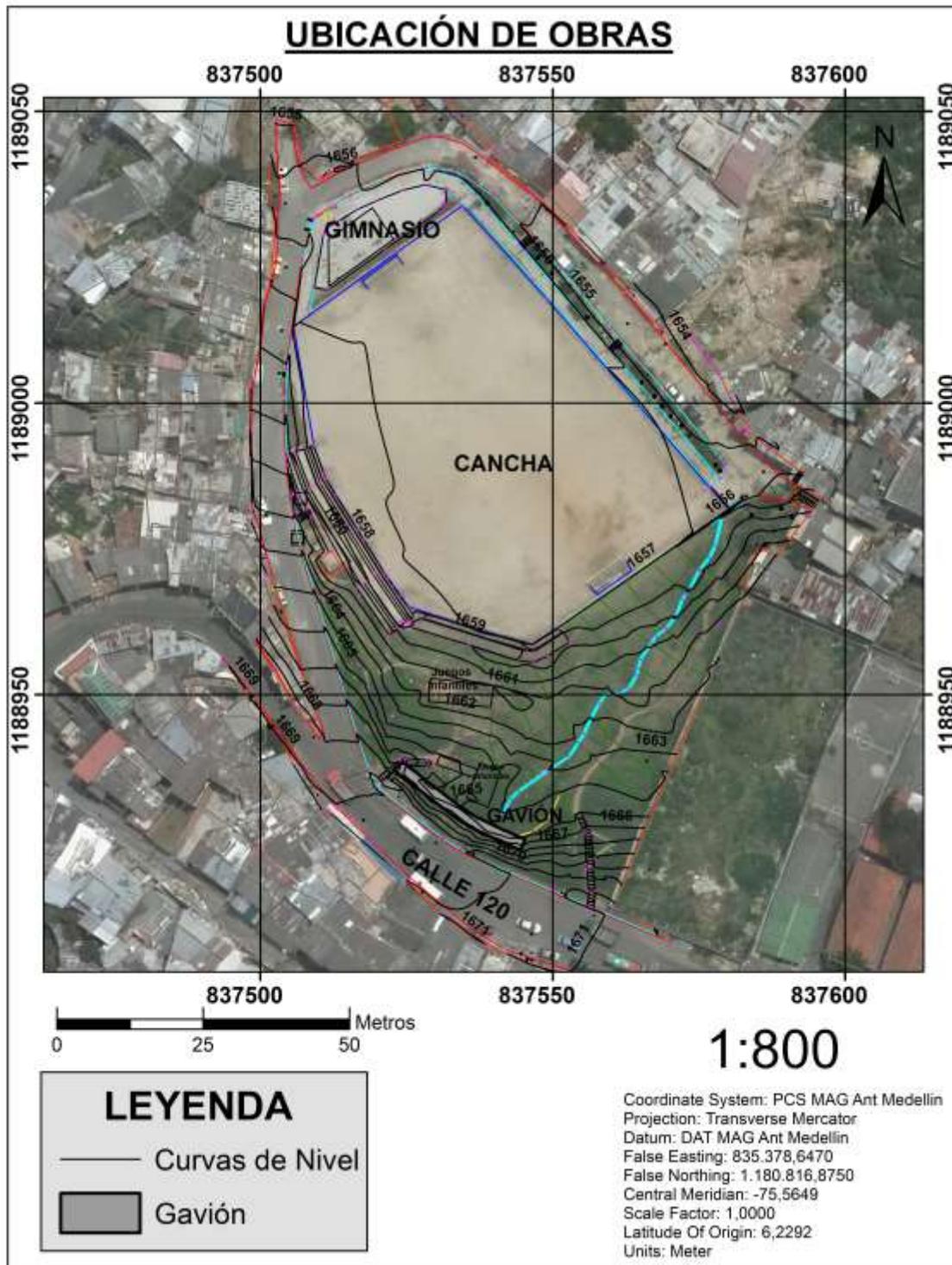


Figura 12.6. Muro de contención en planta arquitectónica

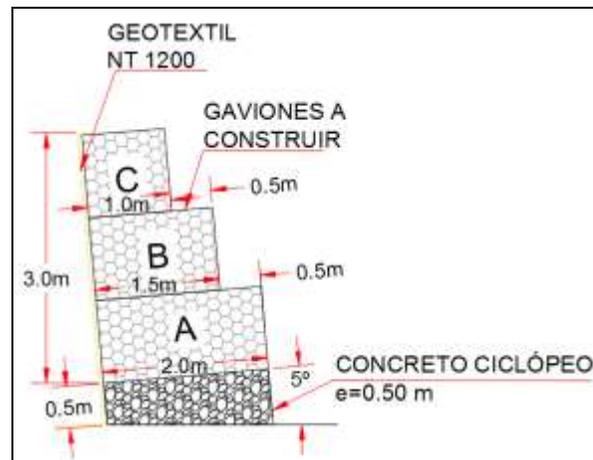


Figura 12.7. Dimensiones de muro de contención

Teniendo en cuenta la solución propuesta, el factor de seguridad recalculado aumenta hasta

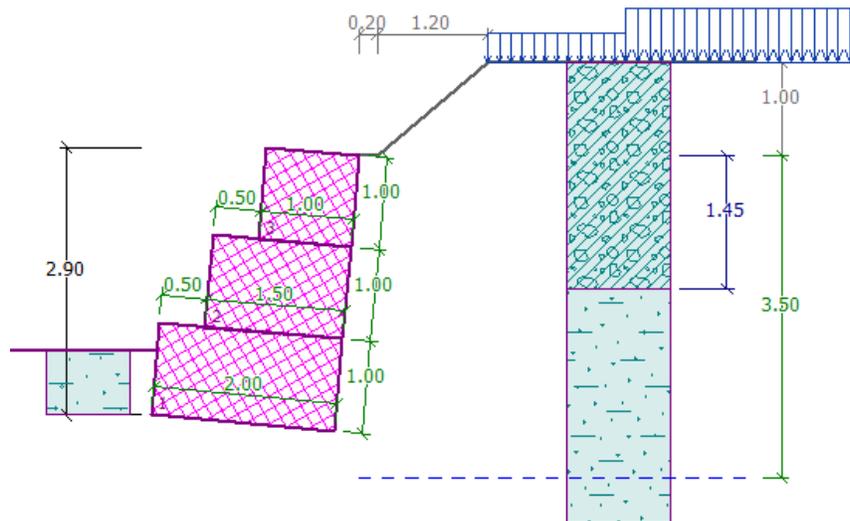


Figura 12.8. Dimensiones de muro de contención para análisis de estabilidad

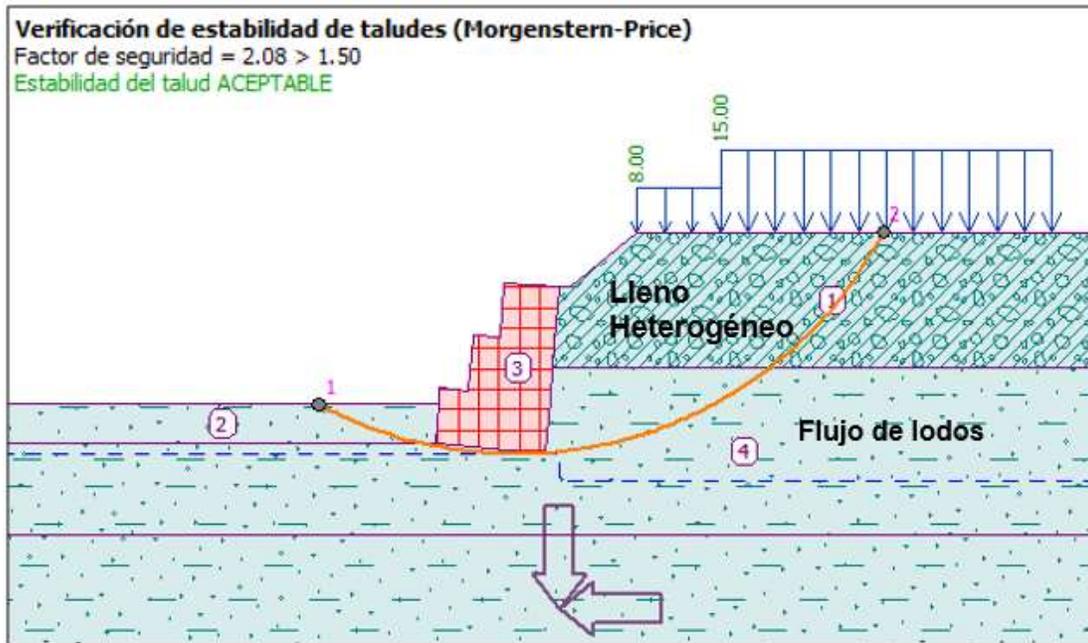


Figura 12.9. Análisis de estabilidad en condición sísmica F.S=2.08

El costo aproximado para la construcción del gavión es de \$160.000/m³, para una longitud aproximada de 20.0 metros los precios se encuentran alrededor de \$14.400.000 COP.

12.3. EXCAVACIONES

Actualmente, según la sección urbanística no se requiere generación de cortes y taludes, las recomendaciones en éste capítulo se presentan de manera general en el caso que se realicen modificaciones en el proyecto de acuerdo al tipo de suelos detectados en la zona mas no se refieren a cortes particulares.

Las excavaciones se deben realizar de manera manual y no requieren entibados.

Durante la ejecución de las perforaciones se encontró presencia del nivel freático, por lo tanto, las actividades de bombeo serán mínimas y se realizarán estrictamente para trabajos de limpieza de la excavación, estas aguas deben ser bombeadas a la red local de disposición para las aguas lluvias.

Los materiales sobrantes de la excavación se pueden disponer en las zonas verdes del lote, siempre y cuando estos no ofrezcan peligrosidad para la estabilidad geotécnica.

En todas las zonas donde se ubiquen estructuras civiles se deberá realizar un descapote total. El material resultante del descapote se debe disponer en aquellas zonas del lote destinadas como zonas verdes o zonas de recreación o en los sitios de depósitos autorizados por la oficina de planeación del municipio de Medellín.

Las excavaciones deben permanecer expuestas a la intemperie el menor tiempo posible, evitando filtraciones de aguas lluvias o desecaciones que sean perjudiciales para el suelo de soporte de las estructuras. En caso de quererirse movimientos de tierras de tal magnitud que generen taludes si se modifican la infraestructura del proyecto, se presentan a continuación las siguientes recomendaciones generales para el tratamiento de los mismos.

Tabla 12.4. Recomendación para taludes de corte y de lleno.

TALUD	<i>Temporal</i>		<i>Permanente</i>	
	Altura (m)	inclinación	Altura (m)	inclinación
Corte	5	1H:2.0V	5	1H:1V
Lleno			3	3H:2.5V

Si se requieren mayores alturas o inclinaciones se deben considerar sistemas de refuerzo del talud mediante el uso de sistemas de contención con anclajes pasivos del tipo soil nail para los cortes o el uso de muros de contención para el caso de los llenos.

Los sobrantes de material producto del movimiento de tierras, se dispondrán finalmente en las zonas de depósito autorizadas por la oficina de Planeación del municipio de Medellín.

12.4. RED DE SERVICIOS PUBLICOS

Si en el terreno objeto de estudio se proyecta construir las redes de servicios públicos, este presenta condiciones adecuadas para tal fin siempre y cuando se manejen bajo las normas y especificaciones generales de construcción de redes de servicio de EE.PP.M.

Además de atender las obras de mitigación para evitar procesos que pueden producir aguas de escorrentía superficial y aguas freáticas que se han detectado en la zona de estudio.

El material excavado deberá ser colocado a una distancia de la brecha tal que no comprometa la estabilidad de la excavación y que no propicie su regreso a la misma.

Para los entibados para las brechas de alcantarillado se deben tener en cuenta los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes de tierras, sobre estructuras de contención:

- Coeficiente de empuje Activo (K_a): 0.31
- Coeficiente de empuje Pasivo (K_p): 3.00
- Coeficiente de empuje en reposo (K_r): 0.40
- Densidad del relleno Compactado: 1.90 ton/m³
- Coeficiente de fricción suelo – concreto: 0.46

12.5. DRENAJES

De igual manera que el capítulo de excavaciones, las recomendaciones de drenajes para construcciones urbanísticas se plantean de manera general, no se presentan redes de drenajes debido a que no se disponen información de las redes de alcantarillado existente.

Dados los análisis de estabilidad en las secciones anteriormente analizadas, en especial mención a la sección 3, el cual presenta estados críticos de estabilidad, el factor principal detonante a los deslizamientos no es debido al contenido de agua en el subsuelo, sin

embargo, para condiciones generales de urbanismo como en las zonas donde se instalen pisos duros y pavimentos se proveerán de un sistema de drenaje adecuado conformado por cunetas, “bombeo” transversal hacia los bordes y pendientes longitudinales de al menos 2.0%, con el fin de evacuar las aguas de escorrentía producto de la precipitación pluvial hacia el sistema de alcantarillado de aguas lluvias local.

Durante la ejecución de la exploración del subsuelo se detectó la presencia de aguas freáticas o surgencias de aguas que ameriten la construcción de filtros, no obstante si durante la ejecución de las excavaciones se presentan afloramientos de aguas freáticas o surgencias de aguas, estas se deben captar mediante la construcción de filtros.

13. LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en capítulos pertinentes y en la experiencia de los profesionales que participaron en los estudios.

Si durante las etapas de diseño y construcción se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en este informe se dará aviso oportuno a **ALFA OMEGA INGENIEROS S.A.S.** para complementar la información y las conclusiones y recomendaciones.

Durante la ejecución del estudio no se investigó la localización ni el estado de las redes que pudieran existir en el lote.

Atentamente,

SEBASTIÁN GÓMEZ ECHEVERRI
Gerente

14. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- ÁLVARO J. GONZÁLEZ G. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana. Universidad Nacional – Bogotá - Dic, 1999.
- Arias, A. (1996). Altiplanos y Cañones en Antioquia: una mirada genética. Facultad de Ingeniería de la Universidad de Antioquia, No. 12. pp. 84-96.
- Ariztizábal, E., Yokota, S, (2008). Evolución geomorfológica del Valle de Aburrá y sus implicaciones en la ocurrencia de movimientos en masa. Boletín De Ciencias de la Tierra Número 24, p 5- 18.
- Braja. D. M. (1999). “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Cuarta edición. California State University, Sacramento.
- Alcaldía de Medellín 2014. Acuerdo 048.
- Consorcio Microzonificación, 2006. Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Informe Final para el Área Metropolitana del Valle de Aburrá. 745 P.
- Grupo de Sismología de Medellín 1999. Instrumentación y Microzonificación sísmica del área urbana de Medellín. Municipio de Medellín, Sistema Municipal de Prevención y Atención de Desastres. 135 P.
- González H., (1980). Geología de las planchas 167 (Sonsón) y 187 (Salamina). Boletín Geológico Volumen 23, No. 1. INGEOMINAS.
- GONZÁLEZ DEVALLEJO, Luis I. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid, 2002. 744p.
- Grosse, E., (1926). Mapa geológico de la parte occidental de la cordillera central entre el río Arma y Sacaojal. Escala 1:50000. El Terciario Carbonífero de Antioquia. Berlín.
- Rendón, D.A., 1999. Cartografía y caracterización de las unidades geológicas de la zona urbana de Medellín. Trabajo dirigido de grado, Universidad Nacional de Colombia, Medellín. 113 P.

- Restrepo, J. J., Toussaint, J. F., (1984). Unidades Litológicas de Los Alrededores de Medellín en: Memorias de la I Conferencia Sobre Riesgos Geológicos del Valle de Aburrá. pp 1-26

ANEXOS 1 REGISTROS DE PERFORACIÓN

ANEXOS 2 DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS RECUPERADAS

ANEXOS 3 ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXOS 4 ENSAYOS DE LABORATORIO APIQUES

ANEXOS 5 PLANOS

ANEXOS 6 MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXOS 7 ARCHIVOS EN GEOSLOPE

ANEXOS 8 LÍNEA SISMICA

ANEXOS 9 INVENTARIO DE REDES