INFORME
ESTUDIO GEOTÉCNICO EN EL SECTOR DE LA ESCOMBRERA DE LA COMUNA 13 DE MEDELLÍN

SEPTIEMBRE 2023

INFORME FINAL

COMPONENTE

GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA

MOREAL INGENIEROS
Moreno Alarcón

www.morealingenieros.com

DISTRITO ESPECIAL DE CIENCIA, TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN DE MEDELLÍN

ESTUDIO GEOTÉCNICO EN EL SECTOR DE LA ESCOMBRERA DE LA COMUNA 13 DE MEDELLÍN

ENTREGA 3 – PRODUCTO 5, 6, 7, 8, 9

REVISIÓN 1

RIONEGRO, SEPTIEMBRE DEL 2023

Oficina: 312 505 60 02
www.morealingenieros.com
Vereda Barro Blanco, Finca 73
Rionegro, Antioquia.

CUADRO PARA EL CONTROL DE CAMBIOS

VERSIÓN:	0	
FECHA REVISIÓN:	21 de 09 del 2023	
DESCRIPCIÓN FINAL:	INFORME FINAL	
REALIZADO POR:	REVISADO POR:	APROBADO POR:
Daniel Moreno Alarcón MP 17202 – 302759 CLD Ingeniero Civil Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones	Daniel Moreno Alarcón MP 17202 – 302759 CLD Ingeniero Civil Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones	

EQUIPO DE TRABAJO

Nombre	Componente	Tarjeta Profesional	Firma
Danilo Moreno Roncancio	Director del proyecto	MP 25202 - 20790 CND	(Firmado en físico)
Daniel Moreno Alarcón	Especialista En Geotecnia	MP 17202 – 302759 CLD	(Firmado en físico)

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO ..... *i*
LISTA DE FIGURAS ..... *iii*
LISTA DE TABLAS ..... *iii*
INTRODUCCIÓN *5*
1. OBJETIVOS *6*
1.1 Objetivo general **6**
1.2 Objetivos específicos **6**
2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO *7*
3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO *8*
4. ASPECTOS GEOLÓGICOS *10*
4.1 Geología regional. **10**
4.1.1 Llenos antrópicos (Qll) 10
4.1.2 Depósitos de deslizamiento (Qd) 10
4.1.3 Depósitos de Vertiente (NFI, NFII, NFIII, QFIV y QFa) 10
4.1.4 Stock de Altavista (KdA) 11
4.2 Geología local **12**
4.2.1 Lleno antrópico (Qll) 12
5. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS *19*
5.1 Geomorfología regional **19**
5.1.1 Lomos (L) 19
5.1.2 Colinas en Suelos Residuales (CSR) 19
5.2 Geomorfología local **20**
6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE EFECTOS SÍSMICOS *22*
6.1 Movimientos sísmicos de diseño **22**
6.2 Tipo de perfil de suelo **22**
6.3 Coeficiente Fa **22**
6.4 Coeficiente Fv **23**
6.5 Coeficiente de importancia **23**
6.6 Espectro de diseño **24**
7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA *26*
7.1 Clasificación del suelo **26**
7.1.1 Granulometría 26
7.1.2 Humedad natural y límites de Atterberg 27

7.1.3 Clasificación SUCS 27
7.2 Parámetros geomecánicos 28
7.3 Cohesión 30
7.4 Ángulo de fricción 30
7.5 Módulo de elasticidad 31
7.6 Parámetros geomecánicos para el diseño 32
8. DISEÑO DE EXCAVACIONES (ENTREGABLE 3) 33
8.1 Análisis de estabilidad Perfil 1 (longitudinal) 35
8.2 Análisis de estabilidad Perfil 2 (Transversal) 38
8.3 Análisis de estabilidad Perfil 3 (Transversal) 41
9. Llenos 44
10. DISEÑO DEL SISTEMA DE MONITOREO Y ALERTA TEMPRANA 45
11. RECOMENDACIONES DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN 48
12. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE 49
13. LIMITACIONES 50
14. CONCLUSIONES 51
15. ANEXOS 54

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 Localización general del proyecto 7
Figura 3-1 Vista general de la ubicación de los sondeos realizados en las zonas de interés. 9
Figura 4-1 Mapa de geología regional 12
Figura 4-2 Perforación NPE002 – muestra 1 profundidad 0.00 – 0.45 m..... 13
Figura 4-3. Perforación NPE002 – profundidad 0.80 – 15.00 m. 13
Figura 4-4 Muestras del lleno antrópico de la perforación NPE001 14
Figura 4-5 Perfil estratigráfico perforación NPE001 15
Figura 4-6 Perfil estratigráfico perforación NPE002 15
Figura 4-7 Perfil estratigráfico perforación NPE003 16
Figura 4-8 Perfil estratigráfico perforación NPE004 16
Figura 4-9 Secciones geológicas, vista de planta 17
Figura 4-10 Perfil geológico A-A 17
Figura 4-11 Perfil geológico B-B 18
Figura 5-1 Unidad geomorfológica de lomos 19
Figura 5-2 Unidad geomorfológica de Colinas en suelos residuales 20
Figura 5-3 Mapa de geomorfología regional 20
Figura 5-4 Geoforma de terrazas y taludes antrópicos. 21
Figura 6-1 Espectro de diseño 25
Figura 7-1 Granulometría 26
Figura 7-2 Humedad natural y límites de Atterberg 27
Figura 7-3 N-SPT medido en campo 29
Figura 8-1 Perfiles de análisis para excavaciones 33
Figura 8-2 Geometría de la excavación en la etapa 1- perfil 1 35
Figura 8-3 Cargas para el talud 36
Figura 8-4 37
Figura 8-5 Modelación perfil 2 38
Figura 8-6 Geometría de excavación – Perfil 2 39
Figura 8-7 Modelación perfil 2 – Caso pseudoestático 40
Figura 8-8Modelación perfil 3 41
Figura 8-9 Modelación perfil 3 – caso pseudoestático 43
Figura 10-1 Sistema de monitoreo 46
Figura 11-1 Detalle de zanja de coronación 48
Figura 12-1 Obras de drenaje 49

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1 Relación del programa de exploración ejecutado 8
Tabla 3-2 Ensayos de clasificación 9
Tabla 6-1 Valores de Aa y Av para departamentos de Antioquia 22
Tabla 6-2 Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro 22

Tabla 6-3 Valores del coeficiente Fv, para la zona de periodos intermedios del espectro 23
Tabla 6-4 Valores del coeficiente de importancia..... 24
Tabla 6-5 Parámetros para el diseño sismo resistente 25
Tabla 7-1 Correlaciones utilizadas entre Vs y N-SPT..... 29
Tabla 7-2 N calculado con Vs 30
Tabla 7-3 Correlaciones para el ángulo de fricción..... 30
Tabla 7-4 Ángulo de fricción..... 31
Tabla 7-5 Módulo de elasticidad 32
Tabla 8-1 Factores de seguridad básicos directos según NSR-10..... 34
Tabla 8-2 Factores de seguridad para el análisis..... 34
Tabla 8-3 Factor de seguridad para el perfil 1 36
Tabla 8-4 Factor de seguridad para el perfil 1- Caso pseudoestático con agua 37
Tabla 8-5 Factor de seguridad para el perfil 2 39
Tabla 8-6 Factor de seguridad para el perfil 2 – Caso pseudoestático 40
Tabla 8-7 Factor de seguridad para el perfil 3 42
Tabla 8-8 Factor de seguridad para el perfil 1 – Caso pseudoestático 43
Tabla 10-1. Coordenadas de instalación inclinómetros..... 46
Tabla 10-2. Niveles de lectura inclinómetros..... 47

INTRODUCCIÓN

Este informe presenta los diseños geotécnicos esenciales para la intervención planificada en el polígono nuevo, conforme a los resultados obtenidos en las etapas 1 y 2 del presente estudio, de acuerdo con los requisitos contractuales. En el marco de este informe, se incluye el diseño de excavaciones, un sistema de monitoreo y alerta temprana, el diseño de obras de drenaje o estabilización para el manejo de aguas superficiales y subsuperficiales según sea el caso, así como recomendaciones para el proceso de excavación, todo ello con el propósito de mitigar de manera efectiva los riesgos inherentes a la ejecución de las excavaciones y garantizar la seguridad y estabilidad del proyecto.

Los diseños geotécnicos presentados en este informe se han desarrollado empleando rigurosamente los parámetros geomecánicos establecidos y apoyados por herramientas computacionales especializadas. Estas herramientas permiten la creación de modelos precisos de las excavaciones, lo que facilita un análisis detallado de su estabilidad.

La realización de estos diseños se lleva a cabo con un enfoque primordial en la mitigación de los riesgos vinculados a las excavaciones, y con el propósito de asegurar tanto la seguridad de todos los involucrados como el éxito general de las operaciones.

1. OBJETIVOS

1.1 Objetivo general

Diseñar las excavaciones de manera integral, priorizando la seguridad del proyecto y sus elementos asociados, incluyendo el sistema de monitoreo y alerta temprana, así como las obras de drenaje o estabilización para el control de aguas superficiales. Además, proporcionar recomendaciones y conclusiones que aseguren la efectividad en la ejecución del proyecto.

1.2 Objetivos específicos

- Desarrollar los diseños de las excavaciones que prioricen la seguridad integral del proyecto, considerando factores geotécnicos, métodos de excavación y medidas de prevención de riesgos.
- Establecer un sistema de monitoreo geotécnico que permita detectar y responder de manera anticipada a cualquier cambio o condición inusual en el terreno, con el fin de brindar una herramienta eficaz para la gestión de riesgos y la toma de decisiones informadas durante la ejecución del proyecto.
- Diseñar estructuras de drenaje y estabilización adecuadas que mitiguen los efectos de aguas superficiales, contribuyendo a la estabilidad del terreno y al mantenimiento de un entorno seguro.
- Recomendar y concluir a partir de los resultados de los análisis geotécnicos y del proceso de diseño, para aumentar la eficacia y eficiencia de las excavaciones.

2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en el Sector de La Escombrera, perteneciente a la Comuna 13 de la ciudad de Medellín, Colombia. Medellín, la cual es la capital del departamento de Antioquia, está situada en la parte más ancha de la región natural conocida como Valle de Aburrá, en la cordillera central de los Andes. La ciudad se extiende a lo largo de ambas orillas del río Medellín, que la atraviesa de sur a norte, y es el núcleo principal del área metropolitana del Valle de Aburrá.

La Comuna 13 es una de las dieciséis comunas del municipio de Medellín y se localiza en la zona occidental de la ciudad. Tiene una extensión de 74 km² y está compuesta por 19 barrios.

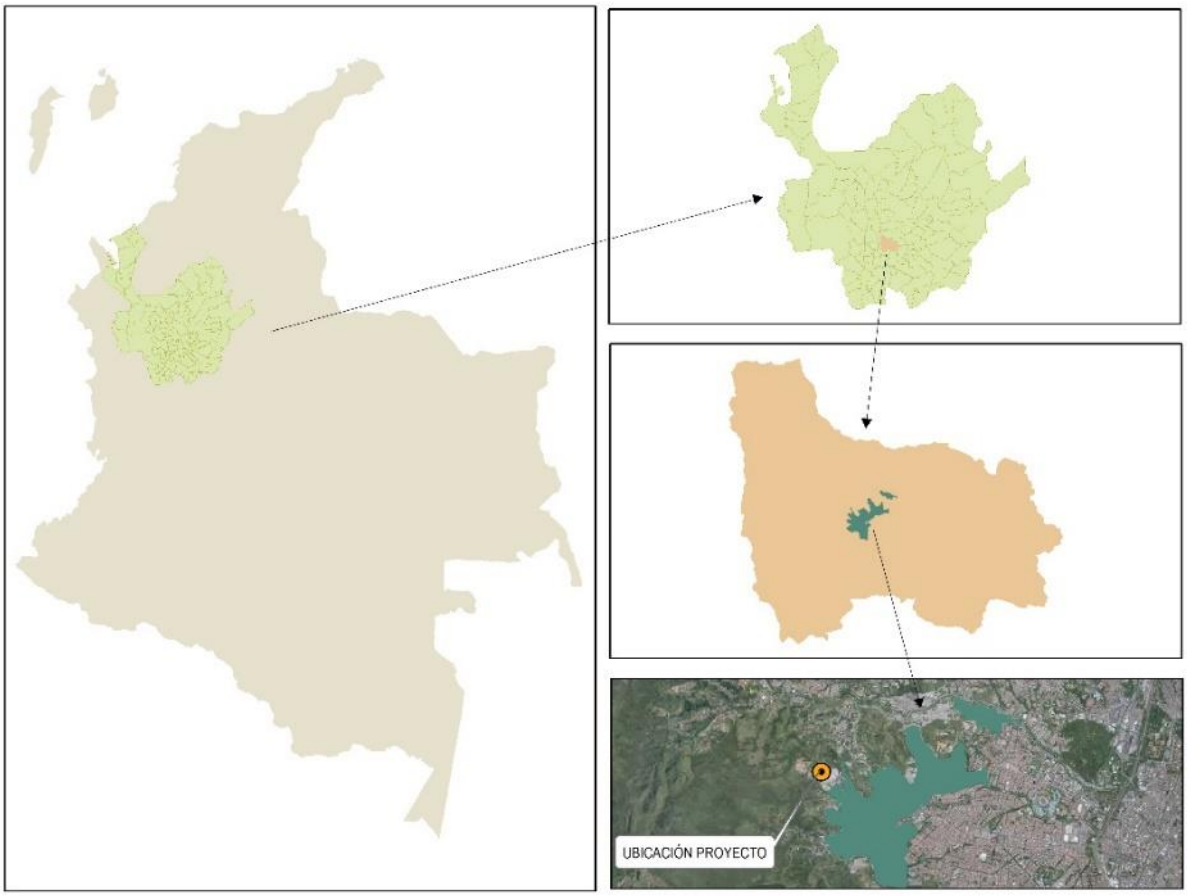


Figura 2-1 Localización general del proyecto
Fuente: Equipo técnico MORELA INGENIEROS con base en la información de los datos abiertos de Medellín

3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

La prospección geotécnica se realizó por métodos directos, es decir perforaciones, realizadas inicialmente por percusión, y posteriormente por rotación, según lo permitió el suelo. Estas perforaciones se localizaron en las coordenadas suministradas por la Unidad de Búsqueda de Personas Dadas por Desaparecidas -UBPD- y comprendieron 70 metros de longitud, divididas en cuatro perforaciones, de la siguiente manera:

- Dos perforaciones de 20 metros de profundidad
- Dos perforaciones de 15 metros de profundidad

En estas perforaciones se instaló la instrumentación geotécnica, como se presenta a continuación:

- Dos piezómetros en las perforaciones de 20 metros
- Dos inclinómetros en las perforaciones de 15 metros

De las perforaciones se recuperó material para ser ensayado en el laboratorio, sin embargo, al tratarse de un lleno antrópico, la recuperación de suelo fue muy poca, pues se encontró gran cantidad de rocas, y fragmentos de concreto y ladrillo; la cantidad de material recuperado se puede observar en el anexo de registro de campo. Las muestras recuperadas que cumplieron con la cantidad y calidad requerida de acuerdo con los lineamientos de la norma INVIAS, se les realizó ensayos de clasificación.

En la Tabla 3-1 se relaciona la perforación con la profundidad alcanzada, y el porcentaje de muestras recuperadas.

Tabla 3-1 Relación del programa de exploración ejecutado

Sondeo	Profundidad (m)	Muestras recuperadas (%)
NPE001	20.00	25.50
NPE002	15.00	32.60
NPE003	20.00	28.90
NPE004	15.00	33.47

Se debe tener en cuenta que este nivel freático se valida posteriormente con las lecturas piezométricas.

En la Figura 3-1 se presenta una vista general de la ubicación de los sondeos realizados en las zonas de interés.

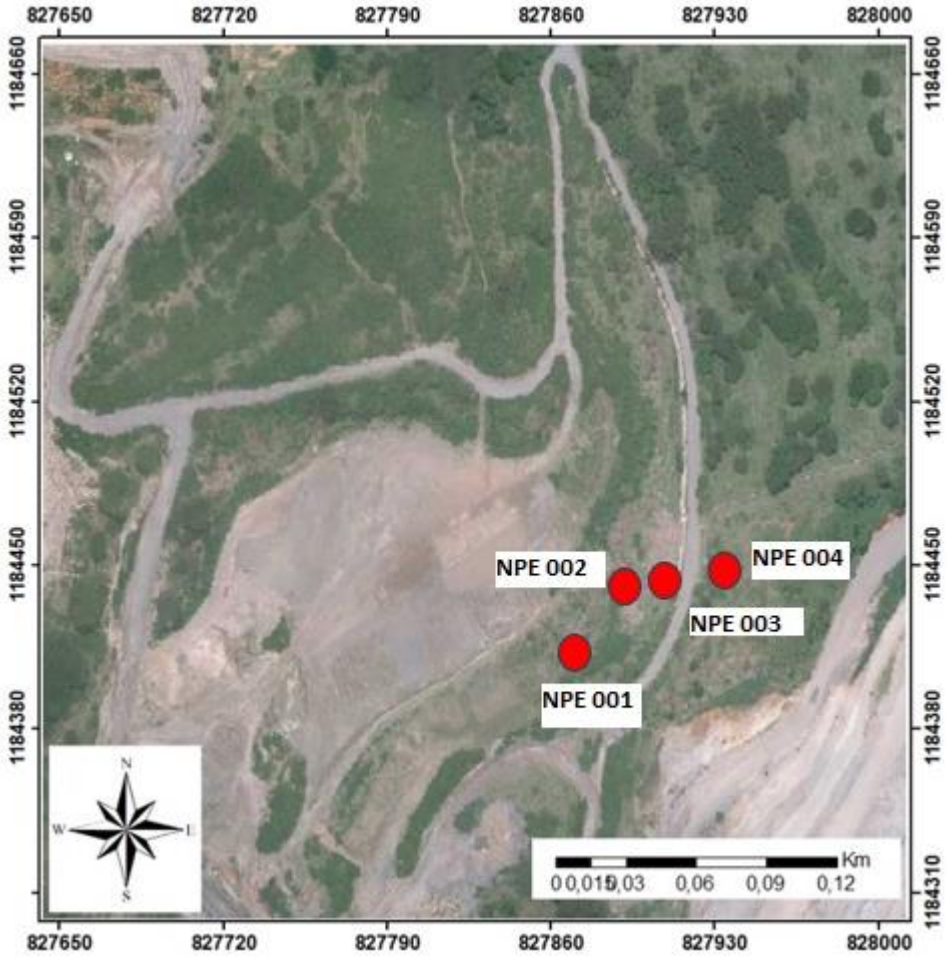


Figura 3-1 Vista general de la ubicación de los sondeos realizados en las zonas de interés.

Las muestras recuperadas fueron llevadas al laboratorio de suelos de Moreal Ingenieros en Rionegro, en donde se efectuó la descripción de las muestras desde el punto de vista geológico y de propiedades índice tales como forma, color, humedad y consistencia del material, mediante un examen visual basado en la norma INVIAS E – 102, para luego realizar los ensayos de clasificación relacionados a continuación:

Tabla 3-2 Ensayos de clasificación

Tipo de ensayo	Norma INV	Cantidad
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo	INV – E – 122 – 13	10
Determinación del límite líquido de los suelos	INV – E – 125 – 13	20
Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	INV – E – 126 – 13	20
Análisis granulométrico de suelos por tamizado	INV – E – 123 – 13	20

4. ASPECTOS GEOLÓGICOS

A continuación, se describe la geología regional que conforma la zona de estudio, con base a la revisión bibliográfica.

La geología local se describe a partir del análisis de las muestras obtenidas en las perforaciones exploratorias y el reconocimiento hecho en campo.

4.1 Geología regional.

En el contexto geológico regional se presenta una gran diversidad de unidades litológicas, afloran principalmente el Stock de Altavista, depósitos de vertiente de tipo flujo de lodos y/o escombros, depósitos de deslizamiento y llenos antrópicos; a continuación, se describen las principales unidades geológicas y se muestran en el mapa geológico regional Figura 4-1.

4.1.1 Llenos antrópicos (Qll)

Derivados de la actividad urbanística y constructiva propia de una región en crecimiento, que genera una gran cantidad de escombros y materiales de rezaga, los cuales deben ser dispuestos. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente vertidos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante. Dentro de esta unidad también se incluyen aquellas acumulaciones artificiales necesarias para la construcción de las obras de infraestructura. Sus características fundamentales estriban en que los materiales que los constituyen son más homogéneos y fueron conformados según metodologías de construcción adecuadas (AMVA, 2016).

4.1.2 Depósitos de deslizamiento (Qd)

Son el producto de fenómenos de inestabilidad o movimientos de masa ocurridos en los terrenos inclinados o vertientes, que fueron generados por una combinación de factores como la gravedad, el agua y la intervención humana, entre otras. Su identificación y delimitación se facilita porque generalmente están asociados a los lugares de las vertientes donde se observan condiciones de baja pendiente y topografía suave, seguidos de una zona de pendiente alta en forma de escarpe, desde donde se desprendieron los materiales que los componen (AMVA, 2016).

4.1.3 Depósitos de Vertiente (NFI, NFII, NFIII, QFIV y QFa)

Específicamente, se trata de depósitos de flujos de escombros y lodos de los cuales se identificaron al menos cinco series de eventos de depositación, y corresponden, desde el más antiguo al más reciente desde NFI, NFII, NFIII, QFIV, QFa (AMVA, 2016). Estos depósitos presentan un arreglo escalonado o telescópico, donde los más antiguos están localizados hacia la parte media y alta de la ladera y los más jóvenes se localizan hacia la base de la vertiente (Rendón et al., 2006). 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 les 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. 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 (AMVA, 2016).

4.1.4 Stock de Altavista (KdA)

Scheibe (1919) hace alusión a las características petrográficas del cuerpo, describiendo entre el barrio Belén y el Barcino (valle de la quebrada Doña María), extensas moles de granito de grano fino intercalado con dioritas de grano pequeño a fino, o bien encerrando masas redondas o elongadas de diorita. Grosse (1926) le asigna el nombre. Diorita tipo Boquerón. considerando la parte más noroccidental del cuerpo. Botero (1963) considera que la extensión de este cuerpo alcanza como mínimo los 100 km^2 y por ello lo denomina Batolito de Altavista. Es un cuerpo ígneo plutónico a subvolcánico que aflora extensamente en el flanco occidental del Valle de Aburrá, desarrolla un relieve de cuchillas característico. Su composición y textura aparecen muy heterogéneas, con los siguientes tipos de rocas: dioritas hornbléndicas, cuarzodioritas y gabros, con texturas desde fanerítica gruesa hasta afanítica, en ocasiones aparecen facies porfídicas, por lo que las rocas se pueden clasificar como pórfidos andesíticos o pórfidos microdioríticos indicando que este cuerpo se emplazó a poca profundidad. En general, las rocas que lo constituyen se presentan intensamente meteorizadas, con un desarrollo de suelos que pueden alcanzar 45 m de espesor, y cuya textura y granulometría dependen de la facies a que corresponda la roca parental. Dichos suelos en los topes de las cuchillas y en las vertientes suaves exhiben el máximo desarrollo, con una capa superficial de suelo maduro y homogéneo, de carácter limo arcilloso de color claro (amarillo y blanco con manchas rojas) de espesor en general superior a los 15 m, seguida por el saprolito limo arenoso que preserva la textura y estructura de las rocas parentales, en la parte inferior se observa una transición suelo-roca de poco espesor. La alta variabilidad textural y granulométrica que exhiben los suelos del Stock de Altavista ha permitido una explotación a pequeña y mediana escala de una amplia gama de materiales para la construcción, tales como arena, arenilla y roca triturada, además de los suelos finos (limos y arcilla) como materia prima para las ladrilleras. (AMVA, 2016).

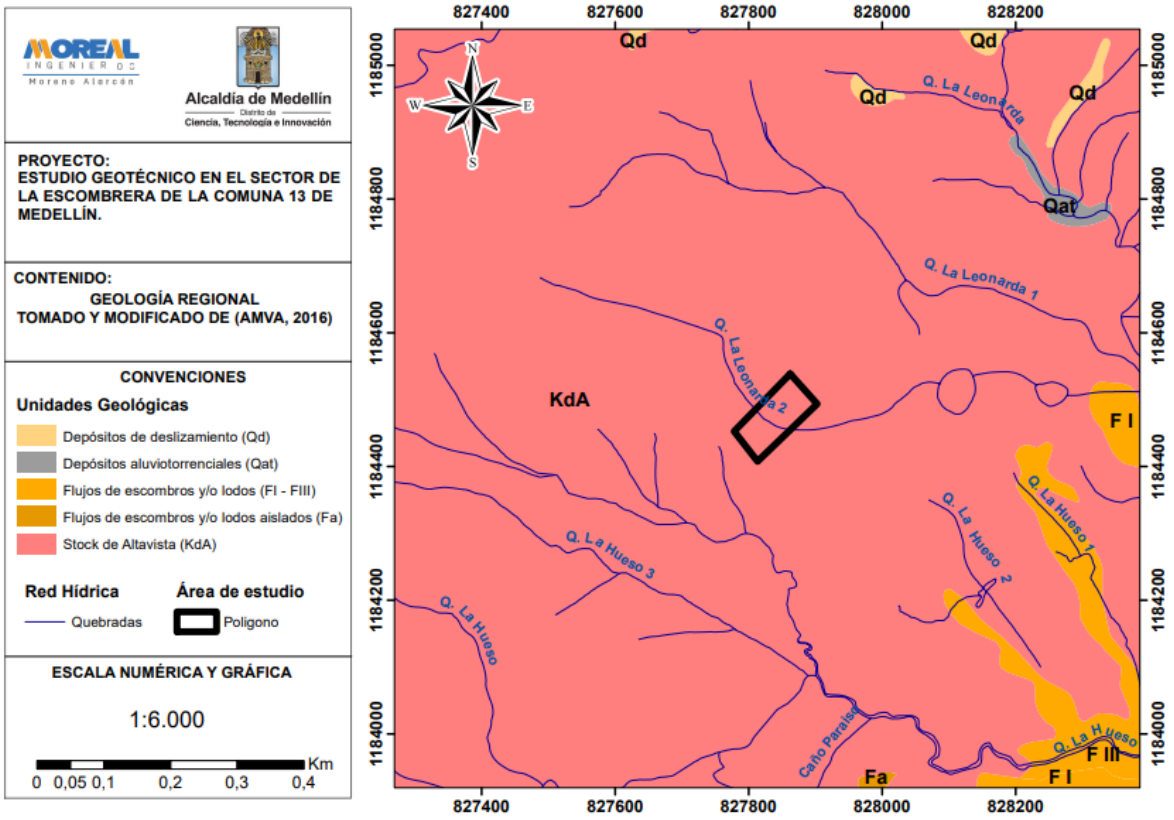


Figura 4-1 Mapa de geología regional
Fuente: Tomado y modificado de AMVA 2016

4.2 Geología local

4.2.1 Lleno antrópico (Qll)

Las unidades geológicas superficiales fueron identificadas a través de recorridos de campo y la obtención de muestras mediante perforaciones. Se observó que las unidades predominantes en el área de estudio consisten en depósitos de origen antrópico, compuestos principalmente por materiales heterogéneos. Estos van desde materia orgánica y escombros, hasta desechos plásticos y materiales utilizados en la construcción. Con las muestras obtenidas en las perforaciones realizadas, se logró determinar las distintas capas que componen el depósito antrópico del polígono de intervención. Estas capas revelaron una variedad de materiales depositados a lo largo del tiempo, indicando la influencia humana en la conformación de esta unidad.

El lleno antrópico compuesto por limos y arenas con fragmentos de ladrillos se observa en la Figura 4-2



Figura 4-2 Perforación NPE002 – muestra 1 profundidad 0.00 – 0.45 m.

Por otro lado, el lleno antrópico Qll 1: Compuesto por limos, arcillas y arenas con bloques y fragmentos de rocas, concreto, asfalto y ladrillos, se evidencia en la Figura 4-3



Figura 4-3. Perforación NPE002 – profundidad 0.80 – 15.00 m.

Se puede observar un depósito antrópico en el cual pueden distinguirse dos capas de sedimentos antropogénicos. El primero de ellos, y más superficial, se caracteriza por presentar una matriz de características limo-arenosas con fragmentos de rocas de

tamaño canto, así como restos de ladrillos, asfalto y concreto. Este depósito se encuentra sobrepuesto a otro estrato antrópico con características arcillosas de color grisáceo, que embebe algunos fragmentos de roca de tamaño grava.

A continuación, se presenta las muestras del lleno antrópico (Qll 1) desde 0.00 hasta 13.00 metros compuesto por limos, arcillas y arenas con bloques y fragmentos de rocas de geometría angulosa y tamaño superior a 60 mm y del lleno antrópico (Qll 2) desde 13.00 hasta 20.00 metros compuesto por limos y arcillas de tonalidades grises y verdosas. Perforación NPE001.



Figura 4-4 Muestras del lleno antrópico de la perforación NPE001

4.2.1.1 Perfiles estratigráficos

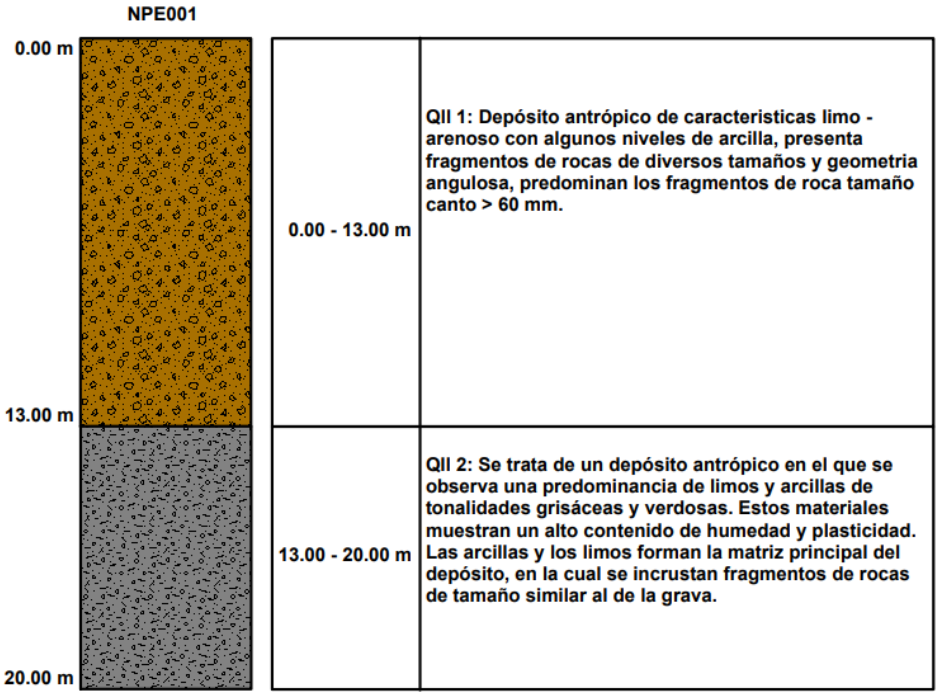


Figura 4-5 Perfil estratigráfico perforación NPE001

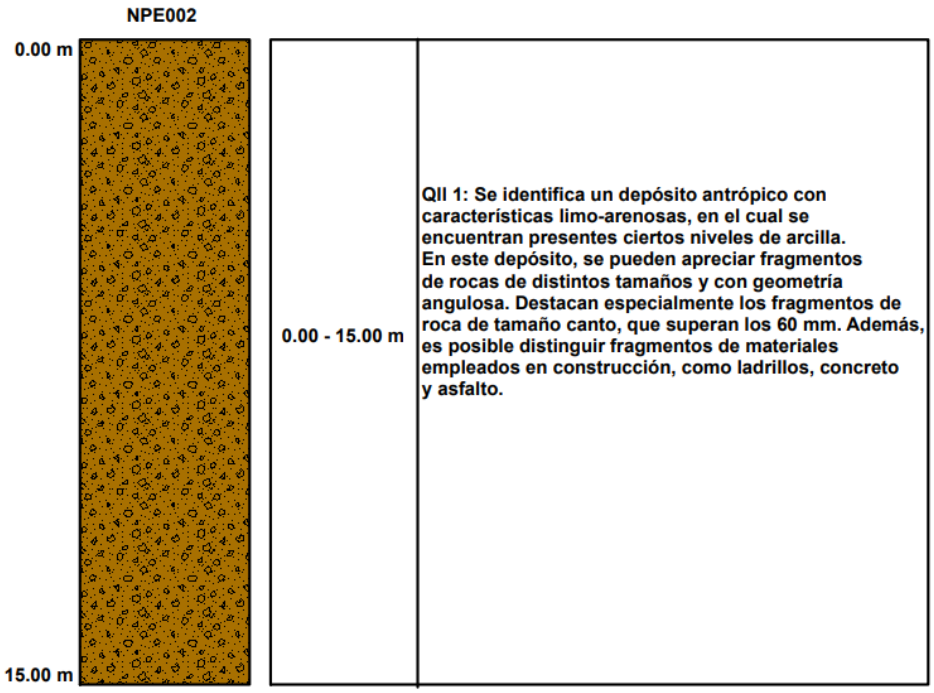
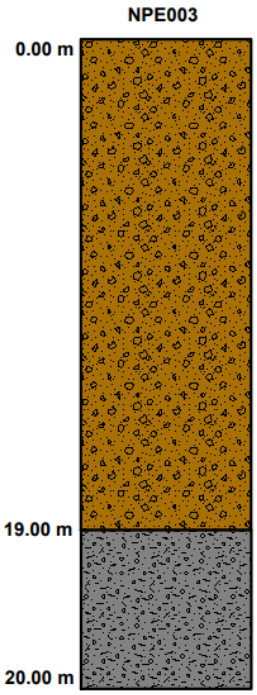
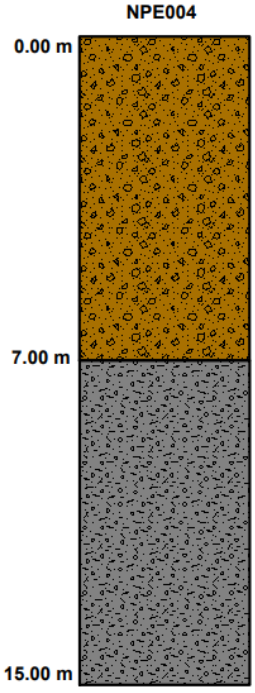


Figura 4-6 Perfil estratigráfico perforación NPE002



0.00 - 19.00 m	Qll 1: Depósito antrópico con características limo - arenosas, en el cual se encuentran presentes ciertos niveles de arcilla. En este depósito, se pueden apreciar fragmentos de rocas de distintos tamaños y con geometría angulosa. Destacan especialmente los fragmentos de roca de tamaño canto, que superan los 60 mm. Además, es posible distinguir fragmentos de materiales empleados en construcción, como ladrillos, concreto, madera y asfalto.
19.00 - 20.00 m	Qll 2: Se trata de un depósito antrópico en el que se observa una predominancia de limos y arcillas de tonalidades grisáceas y verdosas. Estos materiales muestran un alto contenido de humedad y plasticidad. Las arcillas y los limos forman la matriz principal del depósito, en la cual se incrustan fragmentos de rocas de tamaño similar al de la grava.

Figura 4-7 Perfil estratigráfico perforación NPE003



0.00 - 7.00 m	Qll 1: Depósito antrópico con características limo - arenosas, en el cual se encuentran presentes ciertos niveles de arcilla. En este depósito, se pueden apreciar fragmentos de rocas de distintos tamaños y con geometría angulosa. Destacan especialmente los fragmentos de roca de tamaño canto, que superan los 60 mm. Además, es posible distinguir fragmentos de materiales empleadosen construcción, como ladrillos, concreto y asfalto.
7.00 - 15.00 m	Qll 2: Se trata de un depósito antrópico en el que se observa una predominancia de limos y arcillas de tonalidades grisáceas y verdosas. Estos materiales muestran un alto contenido de humedad y plasticidad. Las arcillas y los limos forman la matriz principal del depósito, en la cual se incrustan fragmentos de rocas de tamaño similar al de la grava.

Figura 4-8 Perfil estratigráfico perforación NPE004

4.2.1.2 Secciones geológicas

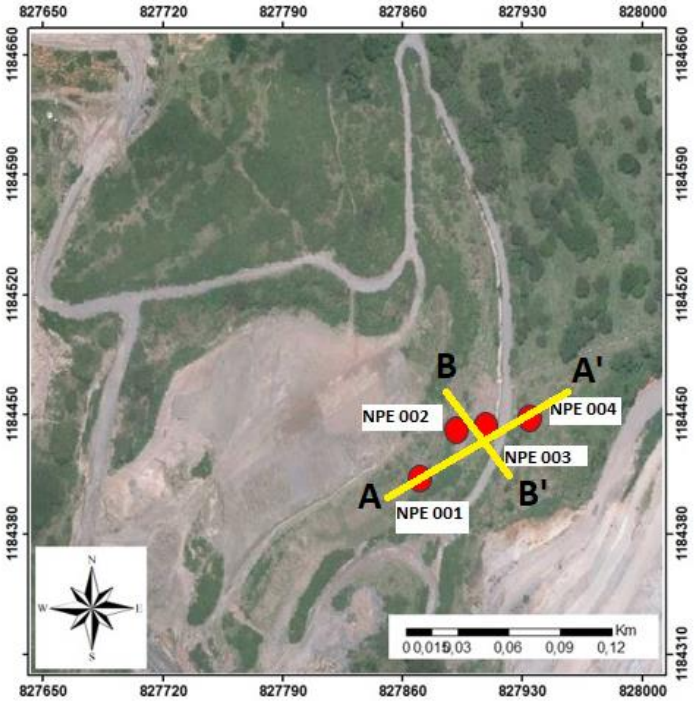


Figura 4-9 Secciones geológicas, vista de planta

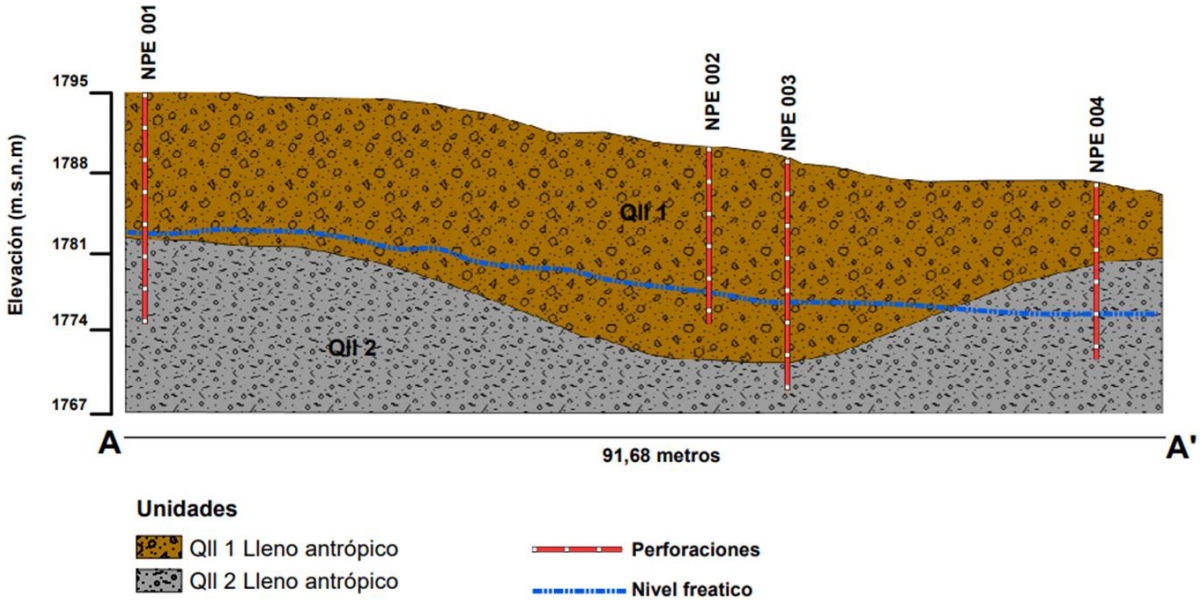


Figura 4-10 Perfil geológico A-A

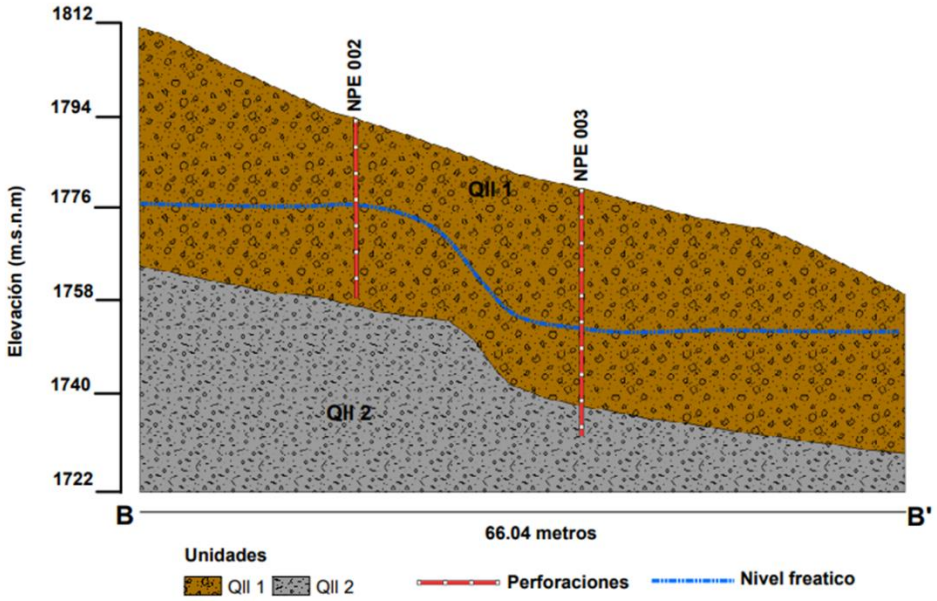


Figura 4-11 Perfil geológico B-B

5. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

5.1 Geomorfología regional

Geomorfológicamente, el Valle de Aburrá puede definirse como una combinación de dos sistemas de terreno, compuesto por depósitos aluviales y depósitos de ladera, originados por antiguos movimientos en masa y por mecanismos compuestos de deslizamientos y flujos (Aristizábal, 2004), y cuatro sistemas de terreno modelados en rocas metamórficas, graníticas, volcanosedimentario y ultrabásicas, que conforman las rocas del basamento y fuente de dichos depósitos de vertiente. Este valle en U se caracteriza por bordes altos escarpados modelados en las rocas metamórficas, una ladera media de pendiente intermedia y topografía suave asociada a depósitos de vertiente y un fondo plano de topografía suave debido a los depósitos aluviales de los afluentes del valle.

Según la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá realizada en el año 2016 la zona de estudio se encuentra enmarcada regionalmente en las unidades geomorfológicas denominadas Lomos (L) y Colinas en Suelos Residuales (CSR) y se describen a continuación:

5.1.1 Lomos (L)

Son filos alargados y estrechos con orientación hacia el eje fluvial principal. Son las unidades dominantes y de mayor cobertura dentro del área de estudio. (AMVA, 2016).



Figura 5-1 Unidad geomorfológica de lomos

5.1.2 Colinas en Suelos Residuales (CSR)

Esta unidad se localiza generalmente cerca de los lomos o en la terminación de los mismos. Presentan formas redondeadas con topes planos a ligeramente convexos. Las

pendientes son moderadas y tienen un moderado grado de incisión. Corresponden a suelos residuales de rocas graníticas. (AMVA, 2016).



Figura 5-2 Unidad geomorfológica de Colinas en suelos residuales

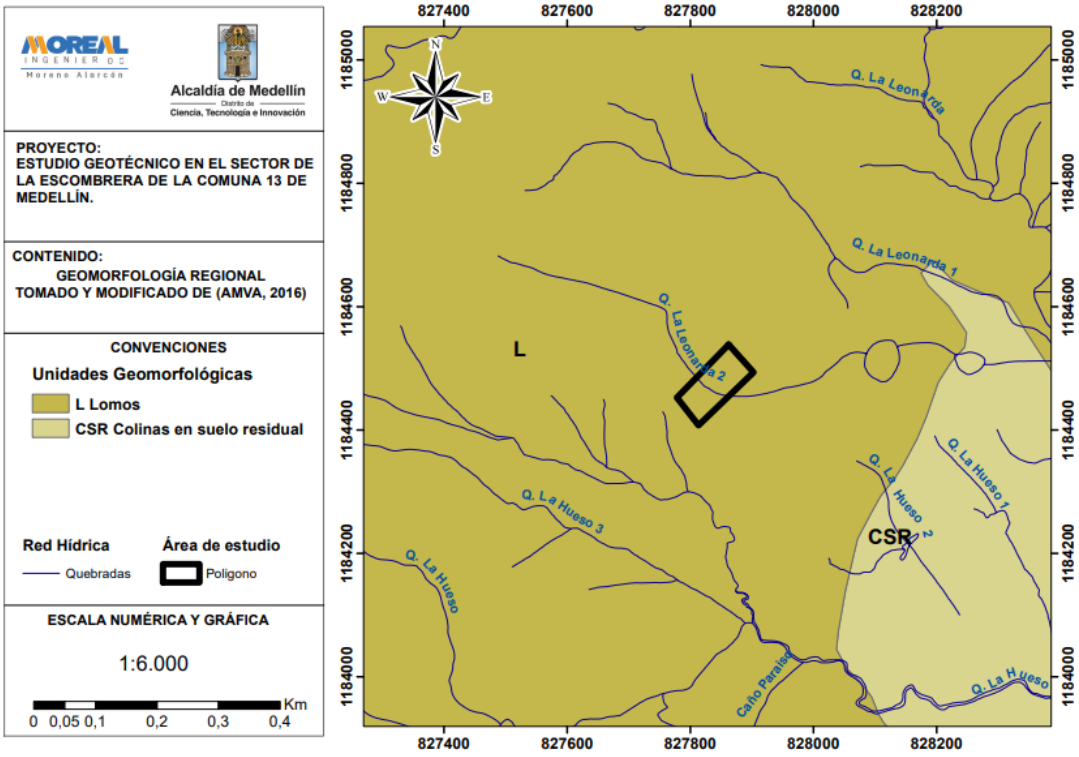


Figura 5-3 Mapa de geomorfología regional
Fuente: Tomado y modificado de AMVA 2016

5.2 Geomorfología local

El rasgo morfológico más notable de la zona de estudio es su ubicación entre bloques estructurales de gran envergadura que se extienden en dirección norte-sur. El relieve que caracteriza a este sector se compone principalmente de colinas cuyas cimas

adoptan una suave y ondulante configuración. Sin embargo, es importante destacar que la morfología natural ha sido objeto de transformaciones significativas debido a la actividad antrópica. La extracción de materiales destinados a la construcción ha dejado su huella en el paisaje, dando lugar a la formación de taludes y depresiones. Estos cambios en el terreno son producto tanto de la explotación de recursos como de la deposición de escombros de construcción, basura y diferentes materiales, que con el tiempo han modificado la topografía original. Los procesos de alteración causados por la extracción de recursos han dejado su impronta en la fisonomía de la región. La conformación de taludes, como resultado de la actividad de extracción de materiales, ha añadido elementos verticales al paisaje previamente dominado por las formas suaves de las colinas. Además, la acumulación de materiales arenosos, arcillosos, limosos y desechos de construcción ha contribuido a la formación de pequeñas depresiones y a la reconfiguración general del terreno.



Figura 5-4 Geoforma de terrazas y taludes antrópicos.

6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE EFECTOS SÍSMICOS

El ingeniero especialista en estructuras deberá realizar un diseño sismo resistente para la zona de amenaza sísmica, coeficiente de aceleración horizontal pico efectivo, coeficientes de aceleración vertical pico efectiva y espectro sísmico de diseño definido a continuación.

6.1 Movimientos sísmicos de diseño

Los movimientos sísmicos se definen en función a la aceleración pico diez por ciento (10%) de ser excedidos en un lapso de cincuenta (50) años.

Tabla 6-1 Valores de Aa y Av para departamentos de Antioquia

Municipio	Código Municipio	Aa	Av	Zona de amenaza sísmica	Ae	Ad
Medellín	**05001**	**0.15**	**0.20**	**Intermedia**	**0.13**	**0.07**

Fuente: NSR - 10, Apéndice A - 4

6.2 Tipo de perfil de suelo

Para le determinación el tipo de perfil de suelo se emplea lo establecido en la NSR – 10, en el titulo A.

Los parámetros que pueden ser implementados para definir el tipo de perfil de suelo son: la velocidad de onda de corte, el número medio de golpes del ensayo SPT y resistencia media al corte obtenido en el ensayo de compresión simple.

El número medio de golpes del ensayo SPT se obtiene por medio de:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{Ni}}$$

Por medio de la anterior ecuación se obtuvo que el perfil del suelo según las exploraciones en campo es clasificado como tipo D.

6.3 Coeficiente Fa

El coeficiente Fa amplifica las ordenadas del espectro en roca para los cuales tienen en cuenta los efectos de sitio en rango de periodos cortos del orden de T0.

Tabla 6-2 Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	Aa < 0.1	Aa = 0.2	Aa = 0.3	Aa = 0.4	Aa > 0.5
A	**0.8**	**0.8**	0.8	0.8	0.8

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	Aa < 0.1	Aa = 0.2	Aa = 0.3	Aa = 0.4	Aa > 0.5
B	**1.0**	**1.0**	1.0	1.0	1.0
C	**1.2**	**1.2**	1.1	1.0	1.0
D	**1.6**	**1.4**	1.2	1.1	1.0
E	**2.5**	**1.7**	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota

Fuente: NSR - 10, Apéndice A-4

*** Nota:** Pera el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de ampliación de onda de acuerdo con A.2.1

6.4 Coeficiente Fv

El coeficiente Fv amplifica las ordenadas del espectro en roca para los cuales se tienen en cuenta los efectos del sitio en el rango de periodos intermedios del orden de 1 segundo.

Tabla 6-3 Valores del coeficiente Fv, para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	Av < 0.1	Av = 0.2	Av = 0.3	Av = 0.4	Av > 0.5
A	0.8	**0.8**	0.8	0.8	0.8
B	1.0	**1.0**	1.0	1.0	1.0
C	1.7	**1.6**	1.5	1.4	1.3
D	2.4	**2.0**	1.8	1.6	1.5
E	**3.5**	**3.2**	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota

Fuente: NSR - 10, Apéndice A-4

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

6.5 Coeficiente de importancia

Los grupos del tipo de uso y los valores de coeficiente de importancia están basados en:

- Edificaciones indispensables (Grupo IV): Son las edificaciones que se destinan para prestar atención a una comunidad. Dichas edificaciones deben funcionar

durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada fácilmente a un lugar alterno.

- Edificaciones de atención a la comunidad (Grupo III): Son aquellas edificaciones, y accesos que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia preservando la salud y seguridad de las personas.
- Estructuras de ocupación especial (Grupo II).
- Estructuras de ocupación normal (Grupo I).

Tabla 6-4 Valores del coeficiente de importancia

Grupo de uso	Coeficiente de importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	**1.00**

Fuente: NSR-10, Tabla A.2.5-1

6.6 Espectro de diseño

Finalmente, se puede determinar el espectro de diseño que se deberá emplear en las estructuras derivadas de este informe, las cuales requieran un diseño sismo resistente.

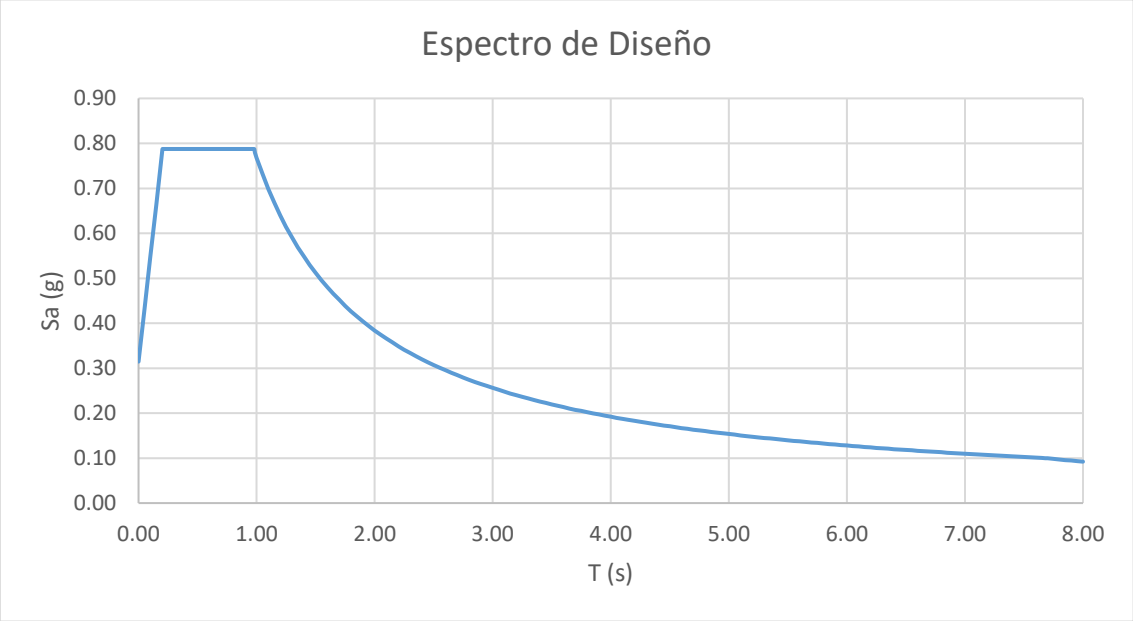


Figura 6-1 Espectro de diseño

De acuerdo con las clasificaciones que establece el Código Colombiano para construcción de edificaciones Sismo Resistentes NSR – 10, el suelo de la zona del proyecto presenta los siguientes parámetros de diseño sismo resistente que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 6-5 Parámetros para el diseño sismo resistente

Parámetros geotécnicos para el diseño sismo resistente	
Municipio	Medellín
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aa (Aceleración horizontal pico efectiva)	0.15
Av (Velocidad horizontal pico efectiva)	0.20
Tipo de perfil de suelo	D
Fa (Factor de amplificación en periodos cortos)	2.10
Fv (Factor de amplificación para periodos intermedios)	3.20

7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

7.1 Clasificación del suelo

La clasificación del suelo se realizó mediante ensayos de laboratorio, tal como se detalla en la sección 3 INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO, siguiendo las pautas y normativas correspondientes. Los resultados de estos ensayos se encuentran presentados en los anexos, y a continuación, se presenta el análisis de dichos resultados

7.1.1 Granulometría

La granulometría proporciona información sobre la composición y la distribución de las partículas en el suelo en función de su tamaño. En este caso, se presentan los los resultados consolidados en la Figura 2-1Figura 7-1:

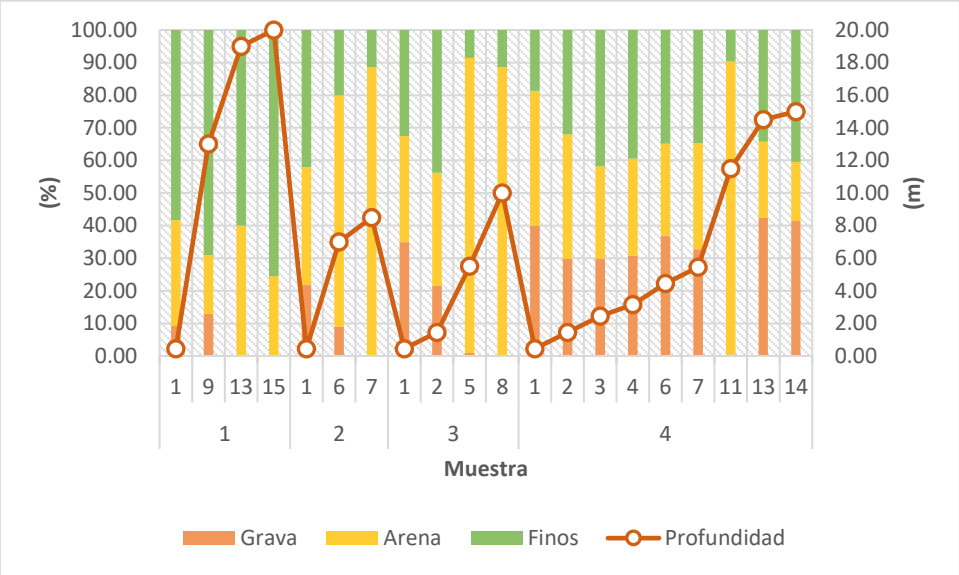


Figura 7-1 Granulometría

En la figura anterior, cada barra representa una muestra y su distribución granulométrica, mientras que la línea continua indica la profundidad de extracción de cada muestra. Se puede observar que la composición predominante del suelo varía entre arena y finos, con algunos casos que presentan un contenido de grava de hasta el 40%. La perforación 1 muestra un suelo dominado por finos, mientras que las perforaciones 2 y 3 muestran un suelo dominado por arena, y la perforación 4 muestra un suelo dominado por grava. Además, se nota una variabilidad significativa en el suelo, incluso a la misma profundidad, en comparación con otras muestras

7.1.2 Humedad natural y límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son esenciales para describir las propiedades y el comportamiento del suelo, ya que establecen los intervalos de humedad en los que el suelo exhibirá deformaciones elásticas o plásticas.

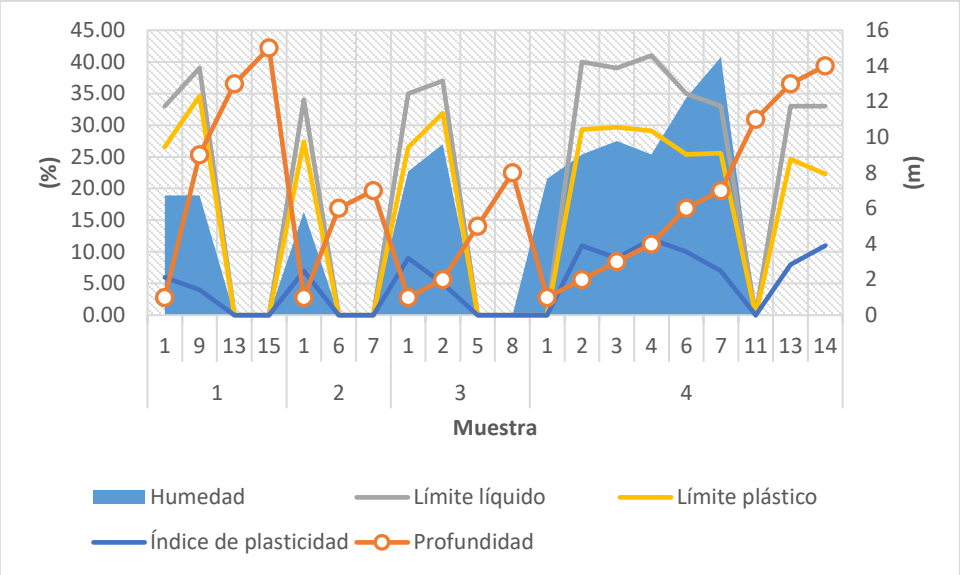


Figura 7-2 Humedad natural y límites de Atterberg

Los resultados de los ensayos muestran un aumento en el contenido de humedad con la profundidad. Todas las muestras tienen humedades por debajo del límite líquido lo que indica un comportamiento plástico en el suelo, excepto una muestra, que supera este límite, lo que sugiere que podría tratarse de lodo. Además, se observa una baja plasticidad en los limos encontrados según el índice de plasticidad.

7.1.3 Clasificación SUCS

De acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos, se presentan los siguientes suelos dentro del perfil estratigráfico en estudio:

Sondeo	Muestra	Profundidad	%Humedad	%LL	%LP	%IP	%G	%A	%F	SUCS
1	1	0,45	18,93	33,00	26,60	6,00	9,13	32,58	58,28	ML
	9	13,00	18,93	39,00	34,60	4,00	12,87	18,11	69,02	ML
	13	19,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,03	59,97	ML
	15	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	24,51	75,49	ML
2	1	0,45	16,31	34,00	27,40	7,00	21,76	36,22	42,02	SP

	6	7,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,99	70,96	20,06	SP
	7	8,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	88,64	11,36	SP
3	1	0,45	22,70	35,00	26,50	9,00	34,88	32,63	32,49	GP
	2	1,45	27,01	37,00	31,90	5,00	21,49	34,69	43,82	SP
	5	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,92	90,52	8,56	SP
	8	10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	88,64	11,36	SP
4	1	0,45	21,52	0,00	0,00	0,00	39,98	41,37	18,65	SP
	2	1,45	25,38	40,00	29,30	11,00	29,83	38,14	32,03	SP
	3	2,45	27,48	39,00	29,70	9,00	29,89	28,30	41,81	GP
	4	3,15	25,37	41,00	29,10	12,00	30,73	29,78	39,48	GP
	6	4,45	34,31	35,00	25,40	10,00	36,80	28,31	34,89	GP
	7	5,45	40,74	33,00	25,60	7,00	32,78	32,43	34,79	GP
	11	11,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,48	89,86	9,67	SP
	13	14,50	0,00	33,00	24,60	8,00	42,32	23,39	34,29	GP
	14	15,00	0,00	33,00	22,30	11,00	41,34	18,18	40,48	GP

De acuerdo con los resultados presentados, se tiene un suelo con contenido de limos de baja plasticidad en la perforación N°1, en las perforaciones 2, 3 y 4 se tiene un suelo granular mal gradado conformado por arenas y gravas dependiendo de la ubicación en profundidad.

7.2 Parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos se obtienen mediante ensayos como el SPT, ensayos de resistencia en laboratorio o perfiles de velocidad obtenidos mediante ensayos geofísicos. En este caso, los resultados del SPT llegan hasta una profundidad máxima de 4.25 metros, ya que fue la profundidad máxima de rechazo del suelo. Dada la calidad y cantidad insuficiente de suelo recuperado, especialmente debido a la naturaleza del lleno antrópico, no fue posible realizar ensayos de resistencia. Por lo tanto, se llevó a cabo un ensayo geofísico para caracterizar el suelo en profundidades de hasta 15 o 20 metros, según correspondiera.

Los resultados obtenidos del ensayo SPT no cumplen con los criterios necesarios para la clasificación del suelo mediante este método. Esto se debe a que se obtuvo una cantidad insuficiente de información sobre las características del suelo en profundidad. Además, se observa una inconsistencia, ya que el valor del número de golpes debería aumentar con la profundidad, dado que está directamente relacionado con el confinamiento y se supone el mismo estrato. Estos resultados también sugieren la presencia de variabilidad en el lleno antrópico, posiblemente debido a la presencia de materiales distintos al suelo, como es el ladrillo y el concreto.

A continuación, se presenta la Figura 7-3Figura 7-3, en la que se puede apreciar la variación del número de golpes en función de la profundidad y la inconsistencia mencionada en cada sondeo realizado.

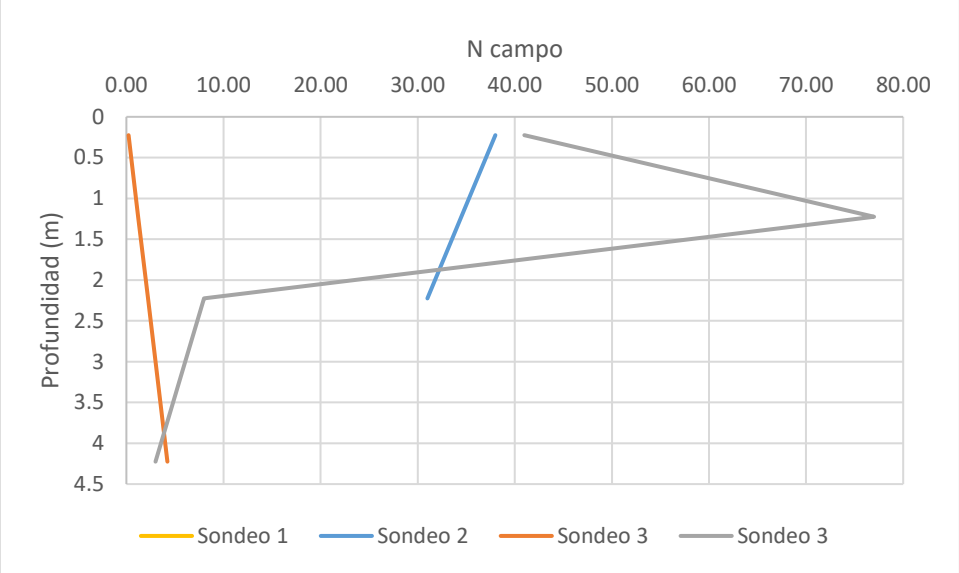


Figura 7-3 N-SPT medido en campo

El procedimiento para determinar los parámetros geomecánicos será entonces obtener de la velocidad de onda de corte el número de golpes del SPT, y utilizar correlaciones para hallar cada uno de los parámetros. Las ecuaciones utilizadas para hallar el N en función de Vs se presentan en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1 Correlaciones utilizadas entre Vs y N-SPT

METODOLOGÍA	ECUACIÓN	MATERIAL
Regresión Simple	$Vs = 83.608 * N^{0.3517}$	Arena
Regresión Ortogonal	$Vs = 10^{(1.9258+0.3406\log(N))}$	
Algoritmo Genérico	$Vs = \left[(3.00769^3 * 3.485626) * (N - \log(\frac{3.927521}{5.153412} + N)\right]^{\frac{1}{3}}$	
Regresión Simple	$Vs = 81.15 * N^{0.3856}$	Limo
Regresión Ortogonal	$Vs = 10^{(1.8901+0.3837\log(N))}$	
Algoritmo Múltiple	$Vs = 10^{(1.89723+0.369207\log(N)+0.405*\log(2))}$	
Regresión Simple	$Vs = 76.969 * N^{0.377}$	Todos
Regresión Ortogonal	$Vs = 10^{(1.8721+0.371\log(N))}$	
Algoritmo Múltiple	$Vs = 10^{(1.89723+0.369207\log(N)+0.405*\log(10))}$	

De las anteriores correlaciones se obtienen los resultados presentados en la Tabla 7-2

Tabla 7-2 N calculado con Vs

Profundidad (m)		Vs	N para Arenas	N para Limos	N para Todos	N promedio
De	A	(m/s)				
0,00	0,20	131	3	3	3	3
0,20	0,70	193	9	9	8	9
0,70	1,50	192	9	8	8	8
1,50	3,20	248	18	16	17	17
3,20	6,30	297	30	26	27	28
6,30	12,20	307	33	29	29	30
12,20	19,10	416	64	64	66	65
19,10	28,80	477	100	92	96	96
28,80	35,00	641	100	100	100	100

7.3 Cohesión

Para el estrato de suelo en estudio, no se considerará cohesión dentro del suelo, ya que es un suelo principalmente granular con pocas partículas cementantes, de acuerdo con el estrato geológico, y la clasificación del suelo.

Este parámetro geomecánico es uno de los más difíciles de definir debido a que no solo depende de la cantidad de material cementante que se encuentra dentro de la masa de suelo, si no, la presencia de agua subterránea con fluctuaciones en su nivel generan esfuerzos de succión dentro de la masa de suelo que puede tomarse como valores de cohesión de la masa del suelo, esto genera una mayor resistencia del material ante esfuerzos cortantes dado a la humedad, la cual desaparece una vez el suelo ha sido drenado.

7.4 Ángulo de fricción

El ángulo de fricción se obtuvo calculando el promedio de las diferentes correlaciones implementadas, las cuales se presentan en la Tabla 7-3

Tabla 7-3 Correlaciones para el ángulo de fricción

AUTOR	ECUACIÓN
Peck	$\phi' eq = 28.5 + 0.25\text{N145}$

Peck, Hanson y Thombum	$\phi^{\wedge\prime} eq = 26.25 * (2 - \exp\left(\frac{-N1_{45}}{62}\right))$
Kishida	$\phi' eq = 15 + (12.5 * N1_{45})^{0.5}$
Schmertmann	$\phi' eq = \arctan^{0.34}\left(\frac{N1_{45}}{43.3}\right)$
Japan National Railway (JNR)	$\phi' eq = 27 + 0.1875 * N1_{45}$
Japan Road Bureau (JRB)	$\phi' eq = 15 + (9.375 * N1_{45})0.5$

Los resultados obtenidos luego de aplicar las correlaciones se presentan en la Tabla 7-4

Tabla 7-4 Ángulo de fricción

Espesor	Prof.	N	ϕ'eq Peck	ϕ'eq PHT	ϕ'eq Kishida	ϕ'eq Schmer tmann	ϕ'eq JNS	ϕ'eq JRB	ϕ'eq
(m)	(m)		(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)
0,20	0,20	3,01	29,25	27,49	21,13	21,98	27,56	20,31	24,62
0,50	0,70	8,59	30,65	29,65	25,36	29,99	28,61	23,98	28,04
0,80	1,50	8,47	30,62	29,60	25,29	29,87	28,59	23,91	27,98
1,70	3,20	17,00	32,75	32,55	29,58	36,04	30,19	27,63	31,46
3,10	6,30	27,81	35,45	35,74	33,65	40,70	32,21	31,15	34,82
5,90	12,20	30,45	36,11	36,44	34,51	41,58	32,71	31,89	35,54
6,90	19,10	64,61	44,65	43,24	43,42	48,89	39,11	39,61	43,15
9,70	28,80	95,74	52,43	46,90	49,59	52,64	44,95	44,96	48,58
6,20	35,00	100,00	53,50	47,27	50,36	53,04	45,75	45,62	49,26

Finalmente, se obtiene un amplio rango de ángulos de fricción, que varía entre 24,62° y 49,26°. Sin embargo, es importante destacar que un ángulo de fricción en torno a 35° generalmente indica buenas propiedades geomecánicas del suelo y no corresponde típicamente a un material de relleno antrópico. Por lo tanto, se descartarán los valores que superen este límite, para establecer un único valor para todo el estrato.

7.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad se determinó mediante la aplicación de ensayos geofísicos específicamente MASW y REMI los cuales sirven para determinar la velocidad de la onda de corte. A partir de este parámetro, se calcula el módulo de corte máximo y, a su vez, se estima el módulo de elasticidad máximo. Por último, utilizando la curva

de degradación del suelo, se ubica el valor del módulo de elasticidad del suelo correspondiente a la deformación a la que está siendo sometido, como se presenta en la Tabla 7-5

Tabla 7-5 Módulo de elasticidad

Espesor (m)	Prof. (m)	Vs (m/s)	Densidad (g/m3)	G0 (MPa)	E0 (MPa)	E (MPa)
0,20	0,20	131	1,74	29,86	83,61	15,70
0,50	0,70	193	1,81	67,42	184,73	34,68
0,80	1,50	192	1,88	69,30	187,12	35,13
1,70	3,20	248	1,91	117,47	310,13	58,23
3,10	6,30	297	1,93	1702,43	439,23	82,46
5,90	12,20	307	1,97	185,67	475,32	89,24
6,90	19,10	416	1,99	344,38	867,84	162,94
9,70	28,80	477	2,03	461,88	1145,47	215,06
6,20	35,00	641	2,07	850,52	2058,27	386,43

7.6 Parámetros geomecánicos para el diseño

Finalmente se seleccionaron los parámetros geomecánicos a utilizar para el diseño de las excavaciones, teniendo en cuenta la profundidad que se debe alcanzar en las futuras intervenciones. Esta profundidad oscila alrededor de los 16 metros en los lugares de mayor excavación, por lo que sólo se tomará en cuenta los datos obtenidos hasta esta profundidad, además teniendo en cuenta que los valores del ángulo de fricción superiores a 35° fueron descartados como se mencionó en el apartado 7.4. Estos valores se calcularon calculando el promedio, dando como resultado los siguientes valores:

.

c	ϕ'	E
(kPa)	(°)	(MPa)
Variable entre 0 y 10	29.38	68.34

8. DISEÑO DE EXCAVACIONES (ENTREGABLE 3)

Una vez proporcionada la localización exacta de las excavaciones a realizar, la cual fue recibida por parte de consultoría el pasado 24 de agosto del año en curso mediante el radicado No UBPD-1-2023-009943, se procede con el análisis y diseño de las excavaciones utilizando los softwares Civil 3D, Autocad y Slide.

Se generan 3 perfiles (uno longitudinal y dos transversales) con la finalidad de establecer las alturas máximas de las excavaciones a realizar y por ende el diseño geotécnico y recomendaciones constructivas, de instrumentación geotécnica y obras de drenaje en caso de que sea aplicable. Estos perfiles se generaron al superponer las superficies del 2004 y el 2022, y desplazar tres metros en profundidad la línea del perfil de la superficie de 2004, teniendo en cuenta que, al no encontrarse variación en la topografía, la topografía actual corresponde a la levantada en el 2022.

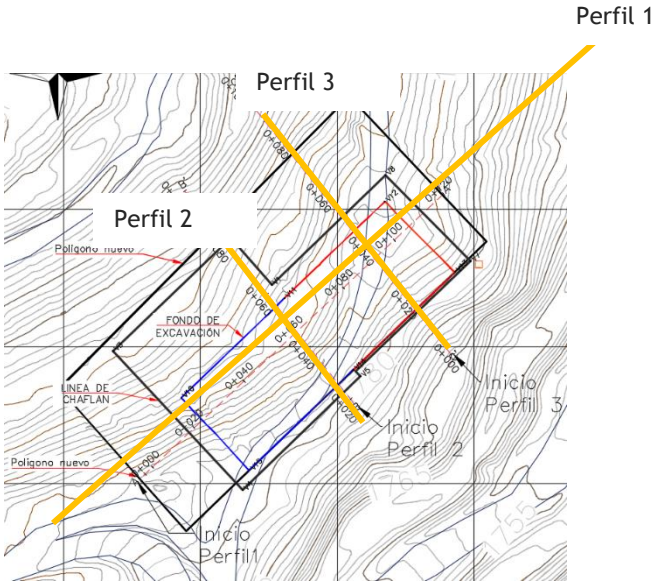


Figura 8-1 Perfiles de análisis para excavaciones

Con los tres perfiles generados se realiza el modelo geotécnico variando la pendiente de los taludes y analizando la estabilidad de cada uno por medio del software Slide.

La normativa que aplicar dentro del análisis geotécnico corresponde a la Norma Sismorresistente Colombiana – NSR 10, esto debido a que una vez realizada la excavación personal de la Unidad de Búsqueda estará estudiando los materiales que se encuentra en el fondo de la excavación y de allí la necesidad de utilizar los factores de seguridad establecidos por la NSR-10 para el diseño de las excavaciones.

Tabla 8-1 Factores de seguridad básicos directos según NSR-10

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

Debido a las condiciones anteriormente descritas, las estructuras de contención, en caso de ser aplicable, deberán ser de condición temporal puesto que es una excavación que será llenada posterior a los trabajos forenses de acuerdo con las indicaciones dadas por la UBPD, por lo tanto, esta condición restringe en gran medida las opciones en cuanto a materiales y geometrías. Es por esto por lo que los factores de seguridad establecidos para el presente análisis serán los factores de seguridad mínimos básicos para la etapa de construcción, es decir:

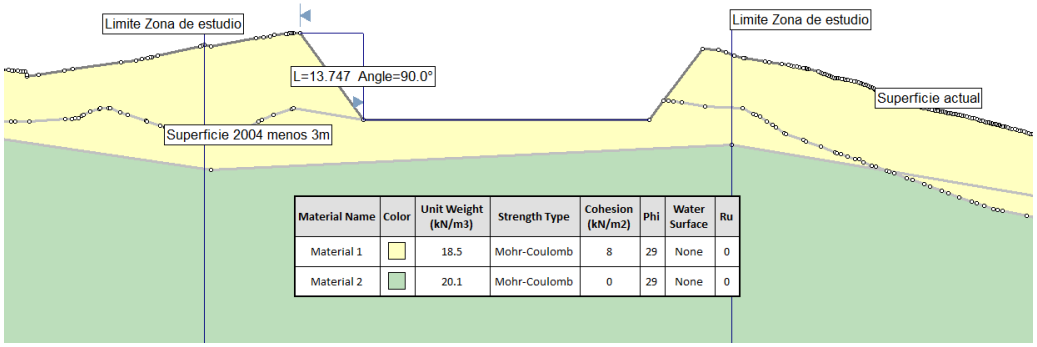
Tabla 8-2 Factores de seguridad para el análisis

F_{SBM}	Condición
1,25	Carga Muerta + Carga Viva Normal
1,00	Taludes – condición seudo-estatica con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño

8.1 Análisis de estabilidad Perfil 1 (longitudinal)

De acuerdo con la geología local descrita a lo largo del presente estudio, se realiza el modelo geológico geotécnico, debido a que la obra a desarrollar se entiende como obra temporal, dado a que es una excavación la cual una vez llevado a cabo el proceso de interés forense se realizaran las adecuaciones pertinentes para dejar la zona de estudio en las mismas condiciones que fue encontrada.

En la siguiente imagen, se puede observar la geometría de la excavación para la etapa 1 en el perfil longitudinal 1, debido a la simetría de la excavación es suficiente con el análisis de estabilidad de uno de sus lados, para este caso se elige el lado con mayor altura, la cual equivale a 13,75 m aproximadamente. El análisis se realiza para taludes con relación 0.75H:1V.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Ru
Material 1		18.5	Mohr-Coulomb	8	29	None	0
Material 2		20.1	Mohr-Coulomb	0	29	None	0

Figura 8-2 Geometría de la excavación en la etapa 1- perfil 1

Caso I: Estático Sin Agua

Para el presente caso se analiza una condición de sobrecarga en la corona de la excavación de 10 kPa la cual es indicada por la NSR-10

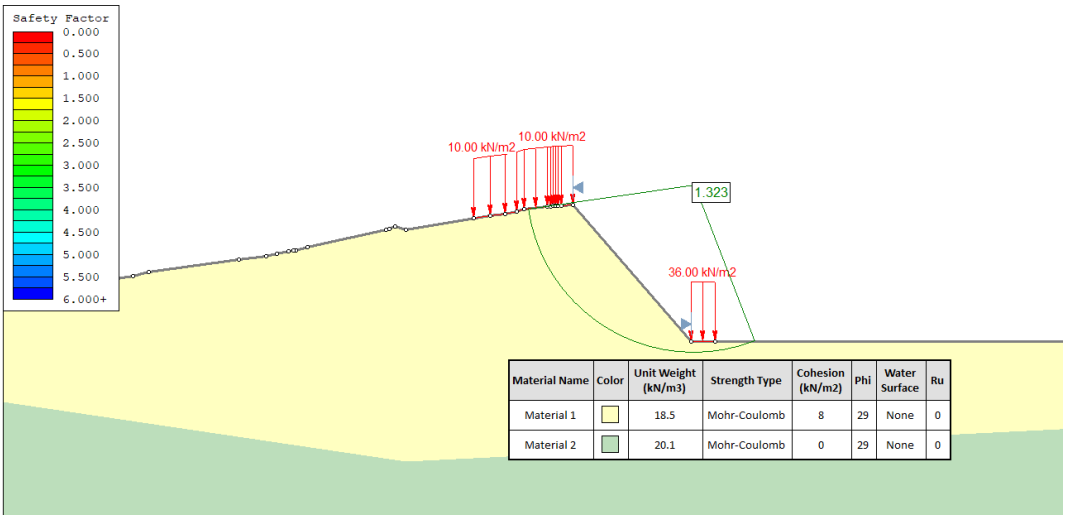


Figura 8-3 Cargas para el talud

De igual forma, con la finalidad de aumentar el factor de seguridad se propone la instalación de una sobrecarga en la pata de la excavación la cual debe ejercer una presión de contacto de 36 kPa, esta sobre carga se puede dar con el emplazamiento de material de excavación sobre las zonas detalladas anteriormente.

Para el presente caso, se presenta los siguientes resultados en materia de factores de seguridad.

Tabla 8-3 Factor de seguridad para el perfil 1

Método	Factor de Seguridad	Factor promedio
GLE/ Morgenstern Price	1,232	1,292
Spencer	1,322	
Janbu Corregido	1,323	

Caso II: Pseudoestático con Agua.

Durante la etapa de prospección, se evidencio presencia de nivel de aguas freáticas a 12 m de la superficie del terreno, por lo tanto y teniendo en cuenta la normativa nacional, es necesario realizar el análisis de estabilidad teniendo en cuenta la influencia del agua subterránea, de igual forma se incluye la incidencia de aceleraciones horizontales debidas a sismo con una reducción del 50% tal y como indica la norma para obras de estas características.

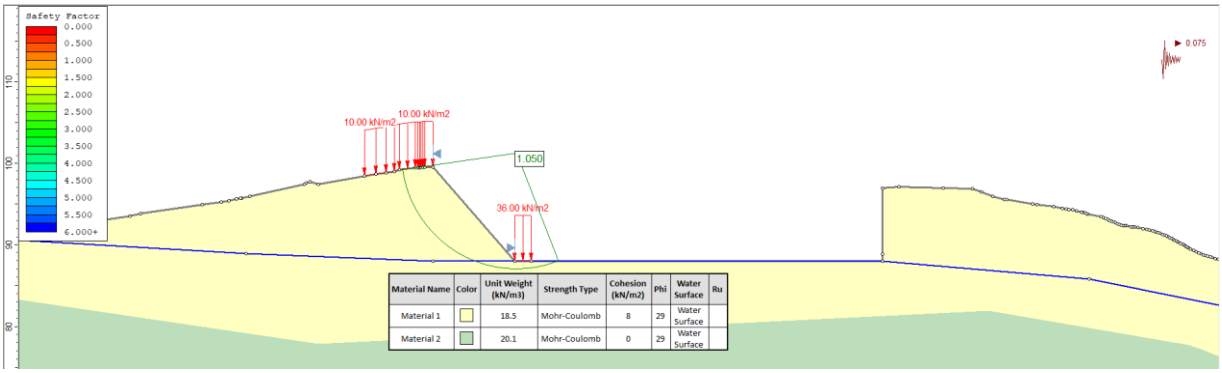


Figura 8-4

Tabla 8-4 Factor de seguridad para el perfil 1- Caso pseudoestático con agua

Método	Factor de Seguridad	Factor promedio
GLE/ Morgenstern Price	1,148	1,115
Spencer	1,149	
Janbu Corregido	1,050	

8.2 Análisis de estabilidad Perfil 2 (Transversal)

Caso I: Estático Con Agua

El perfil geotécnico analizado para este escenario comprende una altura de excavación máxima de 13.00 m aproximadamente, las excavaciones que se están proyectando para todo el polígono de estudio tienen relación 0.75H:1V.

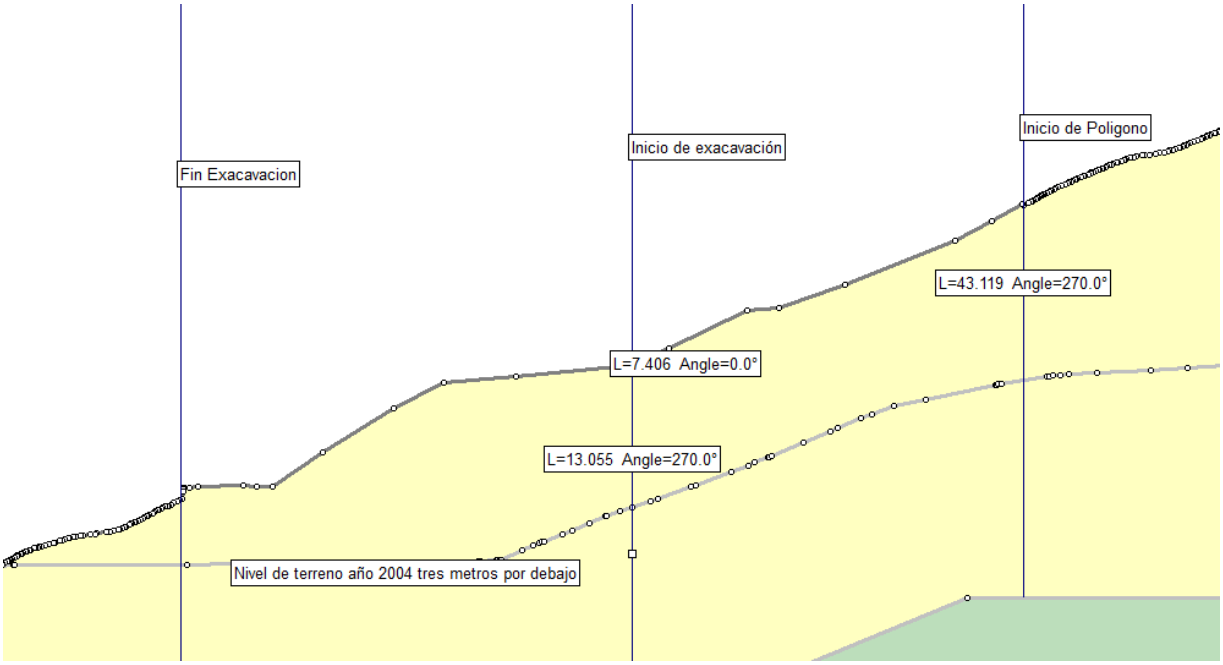


Figura 8-5 Modelación perfil 2

De acuerdo con lo anterior, la geometría de la excavación proyectada tendrá una altura de 13 m aproximadamente y un chaflan que se extendería 9.75 m en horizontal, como se observa a continuación.

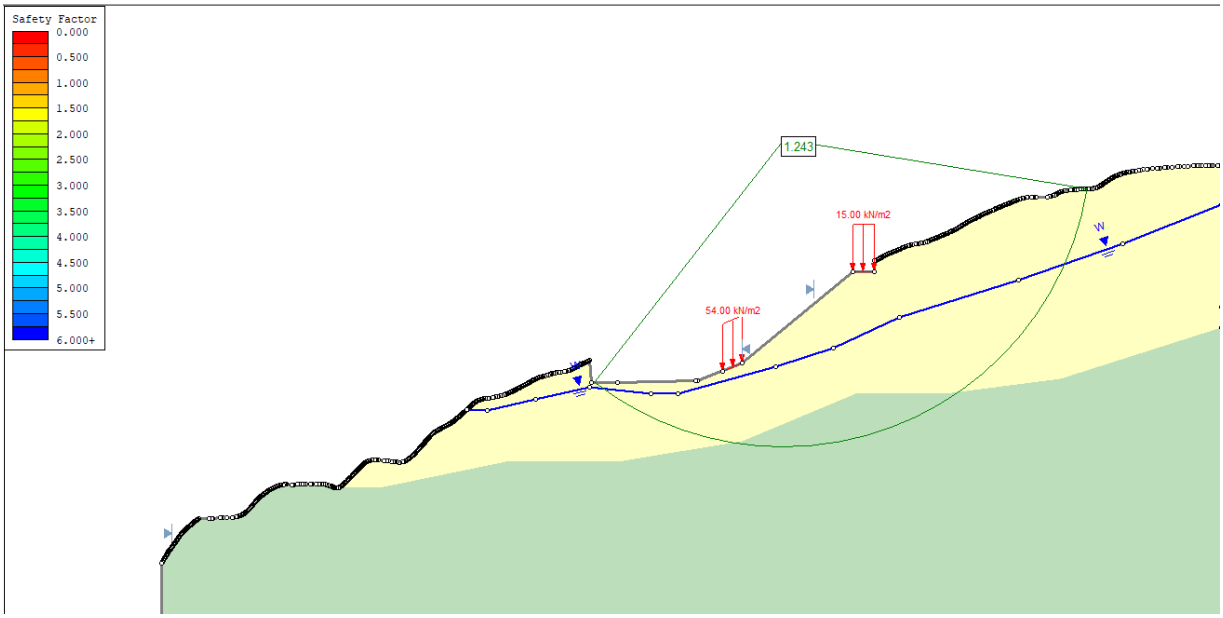


Figura 8-6 Geometría de excavación – Perfil 2

Debido al alta pendiente que presenta la zona en el sentido transversal del polígono de estudio, las secciones más críticas a analizar corresponden a los perfiles transversales, como se evidencia en la anterior figura, la pendiente de la ladera incrementa los empujes horizontales contra la cara del talud a favor del movimiento, debido a esto se debe realizar una excavación más tendida que las anteriores con la finalidad de obtener factores de seguridad acordes al caso de estudio.

Tabla 8-5 Factor de seguridad para el perfil 2

Método	Factor de Seguridad	Factor promedio
GLE/ Morgenstern Price	1.258	1.253
Spencer	1.258	
Janbu Corregido	1.243	

Los factores de seguridad obtenidos anteriormente fueron determinados para un escenario estático con presencia de agua subterránea en los niveles encontrados durante la etapa de monitoreo de los piezómetros, niveles freáticos que oscilan entre 12 y 16 m.

Caso II: Pseudoestático Con Agua

Durante la etapa de prospección, se evidenció presencia de nivel de aguas freáticas a 12 m de la superficie del terreno, por lo tanto y teniendo en cuenta la normativa nacional, es necesario realizar el análisis de estabilidad teniendo en cuenta la influencia del agua subterránea, de igual forma se incluye la incidencia de aceleraciones horizontales debidas a sismo con una reducción del 50% tal y como indica la norma para obras de estas características.

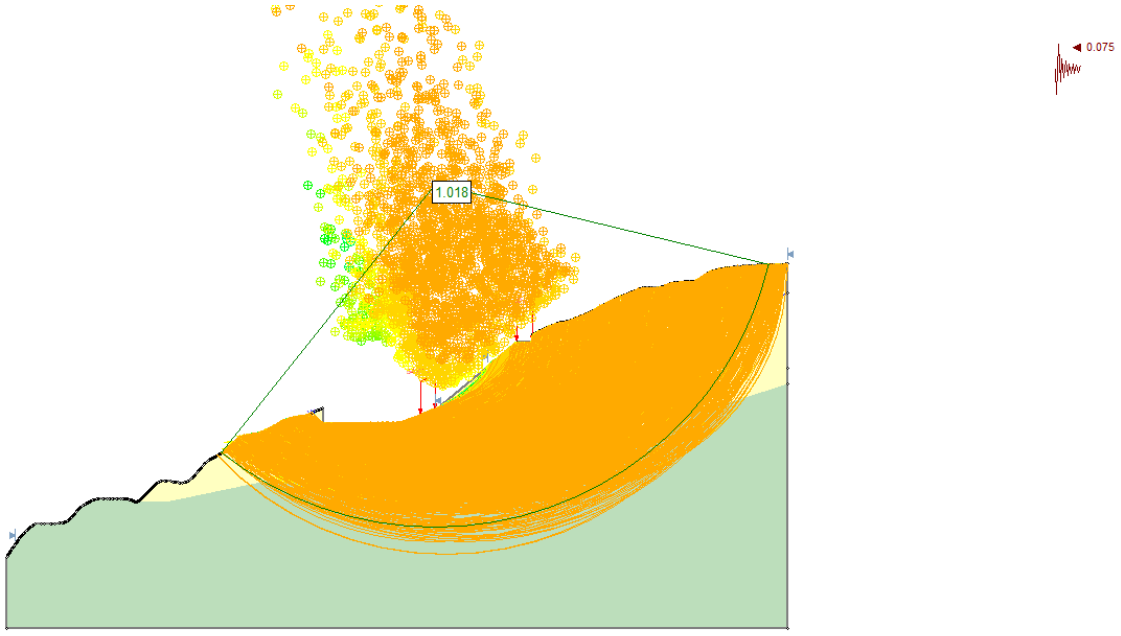


Figura 8-7 Modelación perfil 2 – Caso pseudoestático

A continuación, se presentan los valores obtenidos para factor de seguridad.

Tabla 8-6 Factor de seguridad para el perfil 2 – Caso pseudoestático

Método	Factor de Seguridad	Factor promedio
GLE/ Morgenstern Price	1.018	1.082
Spencer	1.116	

Janbu Corregido	1.112	

8.3 Análisis de estabilidad Perfil 3 (Transversal)

Caso I: Estático Con Agua

El perfil geotécnico analizado para este escenario, comprende una altura de excavación máxima de 7.00 m aproximadamente, las excavaciones que se están proyectando para todo el polígono de estudio comprenden una relación H:V de 0.75H:1V.

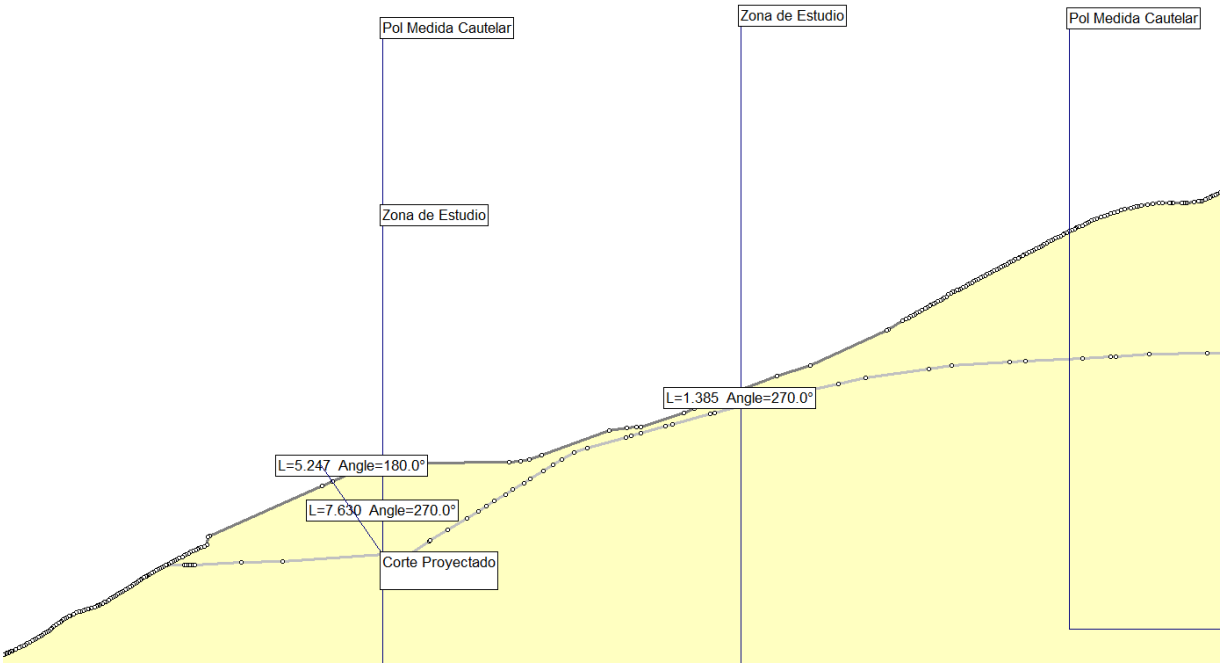


Figura 8-8Modelación perfil 3

De acuerdo a lo anterior, la geometría de la excavación proyectada tendrá una altura de 7.00 m aproximadamente y un chaflan que se extendería 5.25 m en horizontal, como se observa en la figura anterior, cabe anotar debido a la cercanía de la cota 2004 menos 3 m respecto a la superficie actual como se muestra en l margen derecha de la figura, no se hace necesario realizar análisis de estabilidad, debido a que la profundidad de excavación es pequeña en comparación con las anteriores y esta se puede llevar a cabo mediante las consideraciones anteriormente analizadas.

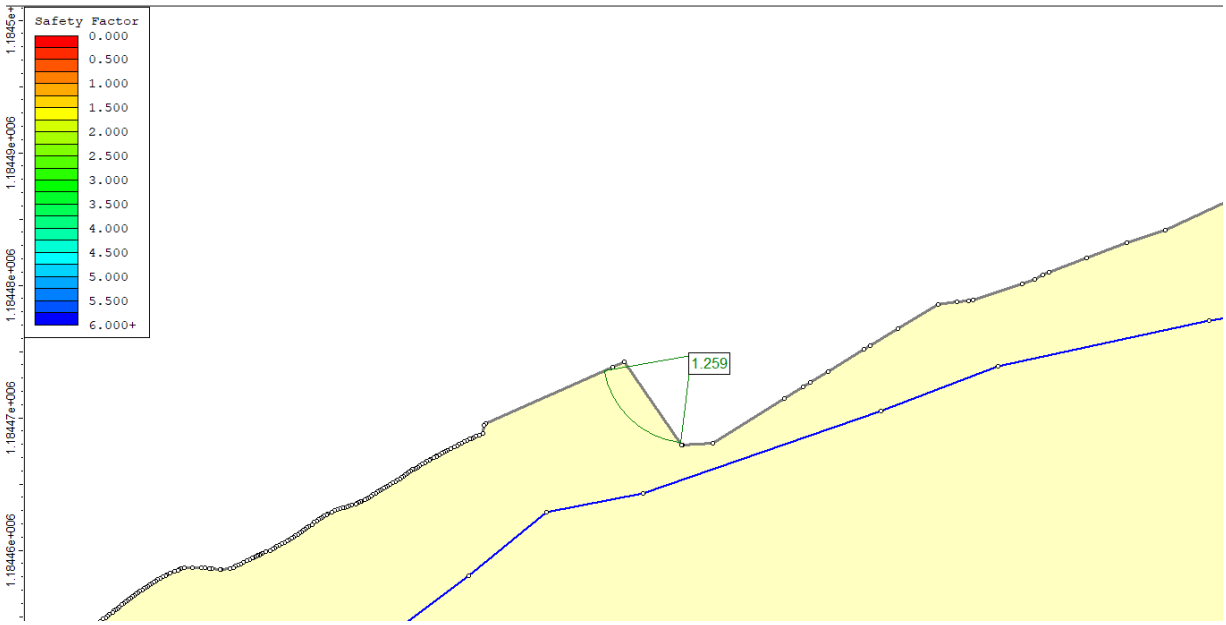


Tabla 8-7 Factor de seguridad para el perfil 3

Método	Factor de Seguridad	Factor promedio
GLE/ Morgenstern Price	1.258	1.299
Spencer	1.398	
Janbu Corregido	1.243	

Los factores de seguridad obtenidos anteriormente fueron determinados para un escenario estático con presencia de agua subterránea en los niveles encontrados durante las etapas de monitoreo, los cuales oscilan entre 12 y 16 m.

Caso I: Pseudoestático Con Agua

Durante la etapa de prospección, se evidenció presencia de nivel de aguas freáticas a 12 m de la superficie del terreno, por lo tanto y teniendo en cuenta la normativa nacional, es necesario realizar el análisis de estabilidad teniendo en cuenta la influencia del agua subterránea, de igual forma se incluye la incidencia de aceleraciones horizontales debidas a sismo con una reducción del 50% tal y como indica la norma para obras de estas características.

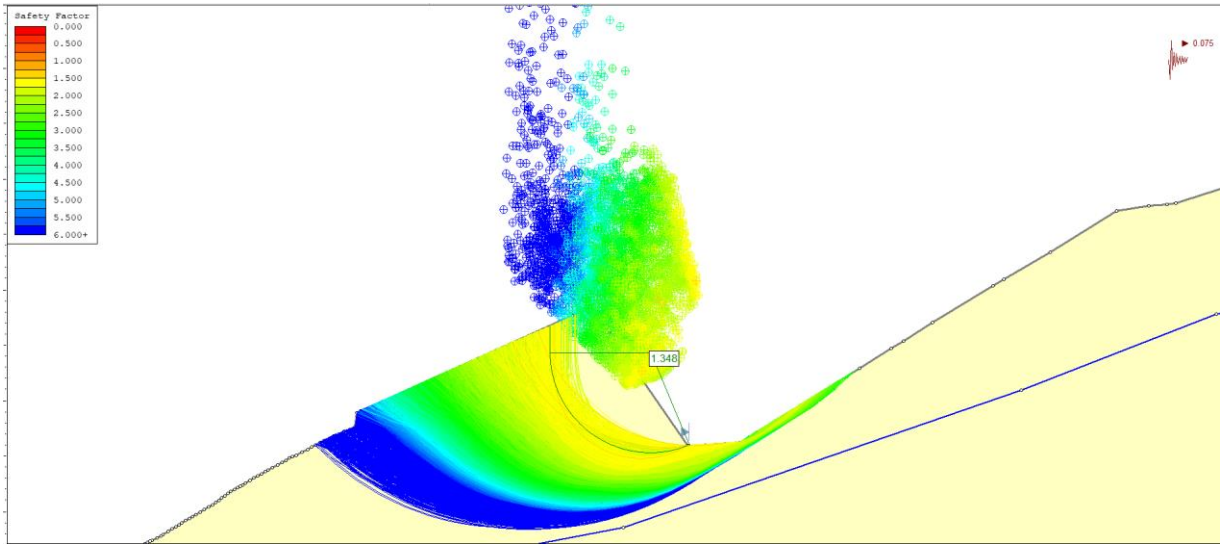


Figura 8-9 Modelación perfil 3 – caso pseudoestático

A continuación, se presentan los valores obtenidos para factor de seguridad.

Tabla 8-8 Factor de seguridad para el perfil 1 – Caso pseudoestático

Método	Factor de Seguridad	Factor promedio
GLE/ Morgenstern Price	1.490	1.454
Spencer	1.486	
Janbu Corregido	1.387	

9. LLENOS

Una vez finalizada las labores por parte del equipo forense, se deberá realizar el lleno de la zona que fue excavada.

Para la realización de esta actividad se recomienda disponer el material en la zona excavada mediante capas de 50 cm de espesor como máximo (con la finalidad de obtener un nivel de compactación homogéneo en todas las capas), de igual forma se espera que el nivel de compactación mínimo alcanzado durante el proceso de compactación sea el correspondiente al 85% del proctor modificado.

Es de anotar que debido al tipo de material "Lleno antrópico" no se exige un nivel de compactación mayor y el cual usualmente se solicita, es decir, mayor al 95% del proctor modificado, debido, a que este material no presenta aptitud para ser tratado como un material de obra de ingeniería. De igual forma, el material debido a variación del nivel de aguas freáticas y por tanto debido a su variación de la humedad, irá aumentando su nivel de compactación conforme avanza el tiempo.

10. DISEÑO DEL SISTEMA DE MONITOREO Y ALERTA TEMPRANA

La instalación de un sistema de monitoreo y alerta es fundamental en la ejecución de trabajos de excavación de este nivel de importancia, dónde desempeña un papel crucial en la prevención de desastres y la salvaguardia de la integridad tanto de los trabajadores como de la infraestructura circundante. Como parte de los trabajos de exploración, se instalaron dos inclinómetros y dos piezómetros en las perforaciones correspondientes, siguiendo rigurosamente las coordenadas y profundidades proporcionadas por la Unidad de Búsqueda de Personas dadas por Desaparecidas (UBPD). Estos instrumentos permitirán el monitoreo constante de las condiciones geotécnicas y las fluctuaciones en el nivel de las aguas subterráneas a medida que se inician las excavaciones.

Sin embargo, cabe señalar que existe una inquietud con respecto a la ubicación actual de esta instrumentación. Dicha preocupación radica en su proximidad al perímetro de las áreas que están destinadas a ser intervenidas en el proyecto. Esta situación da lugar a la remoción de los inclinómetros y piezómetros durante el proceso de excavación, lo que, a su vez, restringe la capacidad de monitorear y anticipar cambios significativos en las condiciones del suelo, y de igual forma se considera insuficiente la cantidad de inclinómetros y piezómetros instalados durante la etapa de consultoría, lo anterior teniendo en cuenta que el área de interés presenta un área de más de 2.400 m2

Por lo tanto, con el objetivo de fortalecer la efectividad del sistema de monitoreo, se propone la instalación adicional de un total de 10 inclinómetros distribuidos alrededor de la zona de intervención, tal como se ilustra en la figura 9.1. Esta recomendación busca mejorar la cobertura y la precisión del monitoreo, permitiendo una detección temprana de cualquier movimiento o alteración en las condiciones geotécnicas, lo que, a su vez, contribuirá a una planificación más segura y exitosa de los trabajos de excavación. La profundidad mínima de cada uno de los inclinómetros deberá ser de 30 m medidos a partir del nivel de terreno actual.

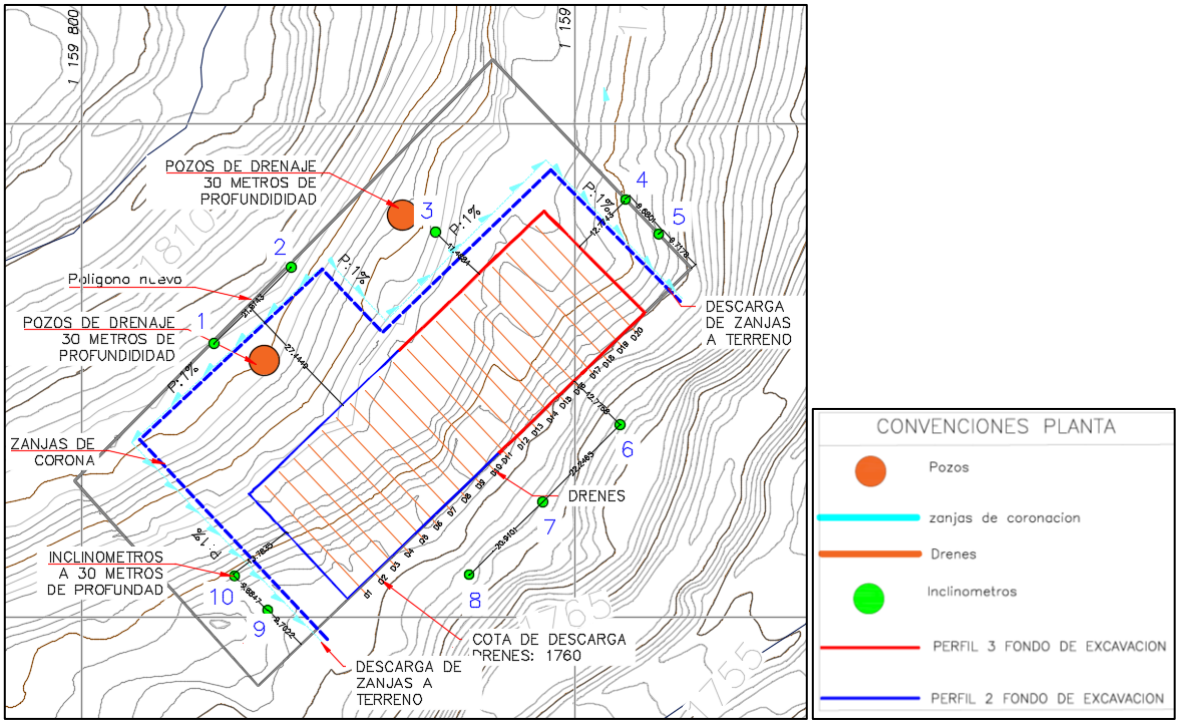


Figura 10-1 Sistema de monitoreo

En la siguiente tabla se muestra la localización exacta de cada uno de los inclinómetros propuestos.

Tabla 10-1. Coordenadas de instalación inclinómetros

COORDENADAS PARA UBICACIÓN DE INCLINÓMETROS		
PUNTO	NORTE	ESTE
	MAGNA ORIGEN OESTE	
1	1159841.361	1184447.958
2	1159856.947	1184463.391
3	1159871.897	1184478.195
4	1159910.336	1184484.731
5	1159917.049	1184477.757
6	1159909.265	1184439.028
7	1159893.510	1184423.428
8	1159878.651	1184408.715
9	1159837.815	1184401.504
10	1159831.102	1184408.484

La instrumentación geotécnica aquí proyectada, deberá ser instalada antes del inicio de las labores de excavación, generándose la primera lectura antes del inicio de la obra con la finalidad de tener una linea base de comparación y asi poder evaluar las variaciones en cuanto a desplazamientos laterales durante las diferentes etapas de excavación.

Una vez inicie el proceso de excavación, se deberán realizar lecturas semanalmente (esto debido a que dentro de la excavación se ubicaran profesionales del área forense a realizar las inspecciones necesarias, lo cual incrementa el riesgo dad la exposición de vidas humanadas dentro de la zona de estudio)

Los niveles de las lecturas de clasificaran en el siguiente rango.

Tabla 10-2. Niveles de lectura inclinómetros

Nivel	Rango de lectura (mm)
Neutro	0-10
Vigilancia	10-50
Intervención	50 – 80 o mayor

Para los niveles neutro y vigilancia, la operación podrá continuar sin inconvenientes, salvo, mientras se encuentre en el valor de vigilancia se deberá aumentar la frecuencia de las lecturas y en caso de llegar al rango de “intervención” se deberán suspender labores e informar al encargado y consultor de obra con la finalidad de tomar las medidas de mitigación pertinentes

Las lecturas de los inclinómetros se deberán realizar durante toda la ejecución de las excavaciones y mientras se encuentre personas trabajando dentro de las mismas.

11. RECOMENDACIONES DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN

- Se recomienda ejecutar las excavaciones en capas de máximo tres metros haciendo siempre control topográfico entre capas.
- Los taludes de las excavaciones deben protegerse con plástico al terminar las actividades del día o siempre que haya lluvia, ya que el agua tiene efectos negativos en la estabilidad del talud.
- Se debe realizar zanja de corona del talud alrededor del mismo, de tal forma que el agua no entre a la excavación, sino que fluya alrededor del polígono y continúe aguas abajo de la cantera.Se debe considerar también en el paso vehicular colocar una lamina de acero liso de media pulgada.

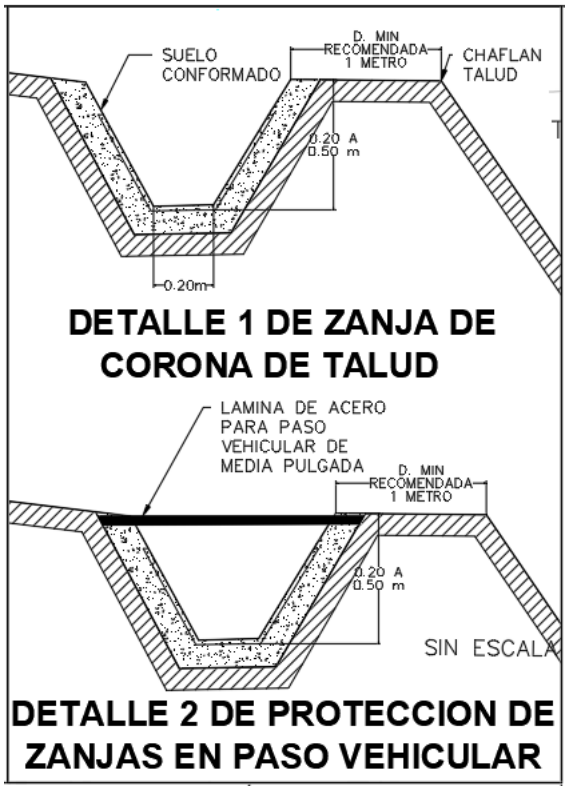


Figura 11-1 Detalle de zanja de coronación

- El material excavado no debe ser ubicado en la parte superior de los chaflanes de la excavación ya que esto genera un cambio de tensiones en el suelo y puede desestabilizar la masa de suelo.

12. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

El nivel freático medido se encuentra aproximadamente a 12 metros de profundidad. Hay excavaciones que no alcanzan esta profundidad por lo que no se ve necesario realizar obras de drenaje para abatir el nivel freático a la inicial las excavaciones, sin embargo, si en el proceso de excavación se encuentra el nivel freático se recomienda instalar drenes de 30 metros de longitud, separados cada 4 metros y distribuidos en la pata del talud del polígono, es decir, por debajo de las excavaciones. Además, también es posible realizar pozos de drenaje de los cuales se podrá bombear el agua; para este caso se sugieren dos aguas arriba de la excavación.

Todas estas medidas de acuerdo con el comportamiento que vaya teniendo el suelo y con el concepto técnico del geotecnista que acompañe el trabajo de obra. Estos se proponen de la siguiente manera:

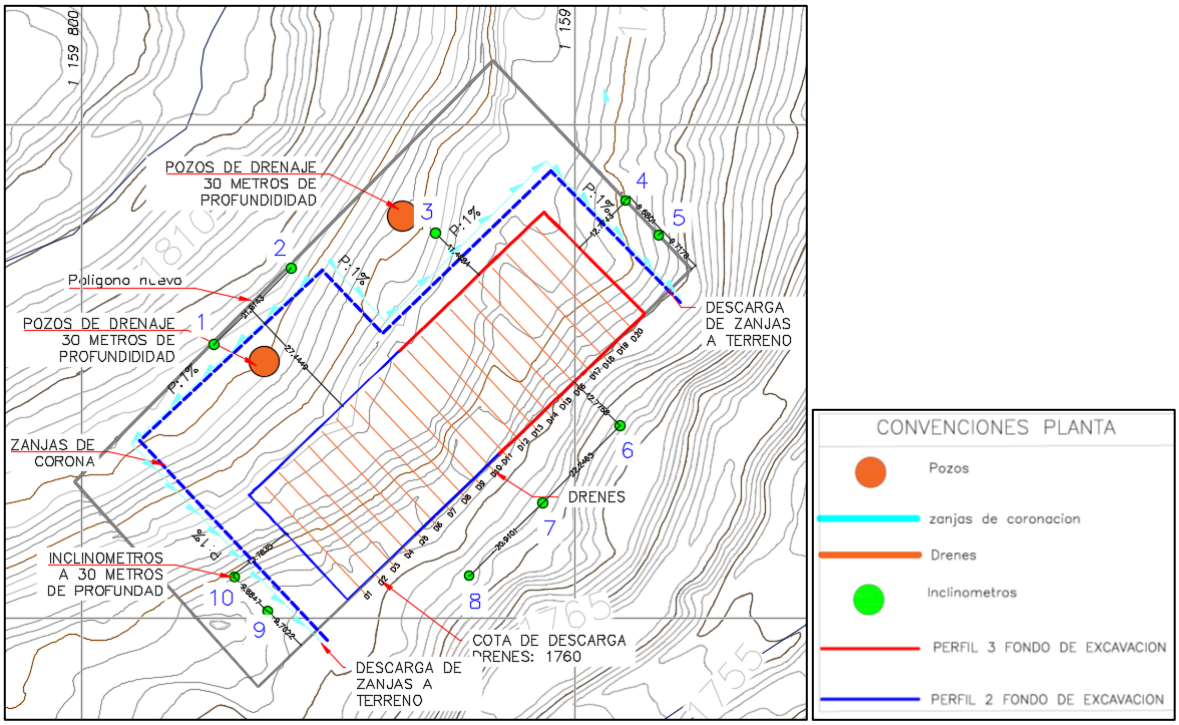


Figura 12-1 Obras de drenaje

13. LIMITACIONES

Estudio de suelos

Las recomendaciones planteadas en este informe obedecen al lineamiento del proyecto objeto de análisis y a los alcances solicitados por el contratante. Los análisis aplican para las condiciones locales al momento de la ejecución de la presente investigación y los sitios señalados, teniendo en cuenta las exploraciones de campo, la información disponible, condiciones de frontera, hidráulicas, geométricas y morfológicas actuales.
Esta investigación se ajusta y aplica para las condiciones geotécnicas y geomorfológicas de la zona objeto de estudio al momento de iniciar los trabajos de campo. La presencia de obras o futuro desarrollo de las áreas no especificadas en el presente informe, se encuentran por fuera de esta fase de análisis. Además, es importante señalar que este estudio tiene una vigencia de 2 años, lo cual se debe a su carácter de obra temporal. Para proyectos de naturaleza permanente, se requiere un enfoque de diseño más riguroso con consideraciones adicionales.

Línea Sísmica

Por tratarse de un método geofísico de inherente carácter indirecto, la interpretación de los resultados depende de concepto técnico del especialista, por lo que la misma puede variar ligeramente entre especialistas.
La estratigrafía presentada corresponde con los datos obtenidos en campo y bajo las condiciones particulares del sitio en estudio.
Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este documento se basan en los resultados de las investigaciones de campo y la interpretación de oficina. Los alcances y conclusiones consignadas en el presente informe se ajustan solo a las características de este proyecto en particular.

14. CONCLUSIONES

- Las unidades geológicas superficiales fueron identificadas a través de recorridos de campo y la obtención de muestras mediante perforaciones. Se observó que las unidades predominantes en el área de estudio consisten en depósitos de origen antrópico, compuestos principalmente por materiales heterogéneos. Estos van desde materia orgánica y escombros, hasta desechos plásticos y materiales utilizados en la construcción. Con las muestras obtenidas en las perforaciones realizadas, se logró determinar las distintas capas que componen el depósito antrópico del polígono de intervención.

- Es importante destacar que la morfología natural ha sido objeto de transformaciones significativas debido a la actividad antrópica. La extracción de materiales destinados a la construcción ha dejado su huella en el paisaje, dando lugar a la formación de taludes y depresiones.

- Los ensayos de laboratorio revelaron una variación significativa en la granulometría tanto en profundidad como en extensión. Esto se pudo observar claramente en las perforaciones realizadas. En la perforación número 1, se encontró limo de baja plasticidad, en la perforación 2, arena mal gradada, en la perforación 3, arena mal gradada con la aparición de grava mal gradada, y en la cuarta perforación, se encontró un mayor porcentaje de grava mal gradada.

- A pesar de la realización del ensayo SPT en cada perforación, no se pudo recopilar información suficiente para obtener parámetros geomecánicos significativos. Esto se debió a que el rechazo del suelo ocurrió a una profundidad de no más de 5 metros. Además, los valores de N en el campo no demostraron una variación significativa con la profundidad, que debería haberse reflejado por efecto del aumento del confinamiento. Debido a estas limitaciones, los resultados de los ensayos SPT no fueron considerados en el análisis.

- La principal fuente de información para el cálculo de los parámetros geomecánicos se obtuvo a través de la línea de geofísica MasW, lo cual resultó crucial debido a las características específicas del lleno antrópico. Esto resalta la importancia de llevar a cabo dicho ensayo, incluso cuando no estaba inicialmente contemplado en el plan de ejecución

- Los taludes no requieren contención puesto que, con la pendiente modelada, presentan factores de seguridad mayores a 1.25, estando del lado de la estabilidad. Las pendientes obtenidas obedecen a la relación 0.75H:1V en la mayoría del perímetro del polígono, sin embargo, el perímetro aguas arriba de

la etapa 2 presenta condiciones menos favorables que suponen el aumento de la pendiente a una relación 1.2H:1V.

- Los inclinómetros y piezómetros instalados para el estudio geotécnico se encuentran en el área cercana a las excavaciones por lo que suponen el riesgo de ser removidos. Es por esto por lo que no se tienen en cuenta en el sistema de monitoreo y se sugiere la instalación de 10 más con una profundidad mínima de 30 m cada uno.

- El nivel freático actual en el suelo no presenta riesgo de estabilidad para las excavaciones, sin embargo, se proponen sistemas de drenaje que deberán ser evaluados por el geotecnista en obra, a medida que avanzan las excavaciones.

- Si bien las modificaciones al terreno que se han dado durante los últimos días de ejecución por parte del propietario de predio, se dan por fuera del área de la medida cautelar, esto modifica como tal la geometría de la zona de influencia del terreno, aunque en un análisis preliminar no se percibe un riesgo para lo trabajos proyectos por esta consultoría, el análisis especifico de esta situación queda por fuera del alcance de la presente consultoría, teniendo en cuenta que se da en los últimos días de ejecución del contrato y además esta por fuera de la zona delimitada por la medida cautelar.

- La instalación de las obras de drenaje, especialmente los drenes horizontales, son de vital importancia tanto para la estabilidad, como también para facilitar el proceso constructivo de la zona de intervención, debido que estos, garantizan siempre que el trabajo sobre la zona se dé en seco y en un eventual temporal, el agua de escorrentía sea evacuada rápidamente mediante estas estructuras y se evite de esta forma el empozamiento de agua dentro de la excavación.

- La excavación proyectada se debe hacer por capas, las cuales como máximo podrán tener 3 metros de altura desde el nivel actual de terreno, si por disposición de la obra las capas a generar se deben hacer de menor espesor, no hay restricción alguna siempre y cuando no se supere el máximo de capa de 3 m de altura.

- Una vez la excavación logre su profundidad máxima (cota año 2004 menos 3 metros) la cual es una profundidad especificada por la entidad contratante, se deberán instalar sobrecargas sobre la pata del talud (con material proveniente

de la excavación) con la finalidad de generar contrapeso en la potencial superficie de falla de acuerdo a como se indica en los planos constructivos en adjunto, la sobrecarga solo se deberá instalar cuando se alcance este nivel y en caso de que se pretenda dejar expuesta la excavación por un tiempo superior a 1 mes (debido a que de acuerdo con el tipo de material, se establece que a partir de este tiempo el material puede iniciar su cambio de un estado no drenado a drenado de acuerdo con su granulometría).

- En caso de que los geomateriales aquí descrito, como también las hipótesis de diseño empleadas o el comportamiento del material sea diferente al estudiando en el presente estudio de suelos, se debe informa a la consultoría, con la finalidad de realizar los ajustes pertinentes y encaminar las acciones a seguir.

- Será responsabilidad del constructor e interventoría de obra informar sobre novedades frente al avance de la excavación.

15. ANEXOS

- Anexo 1: Mapa geológico regional
- Anexo 2: Mapa geomorfológico regional
- Anexo 3: Perfiles estratigráficos
- Anexo 4: Perfiles geológicos
- Anexo 5: Clasificaciones del suelo
- Anexo 6: Informe de prospección sísmica
- Anexo 7: Planos
- Anexo 8: Lectura instrumentación geotécnica
- Anexo 9: Memoria de cálculo de volúmenes

Oficina: 312 505 60 02
www.morealingenieros.com
Vereda Barro Blanco, Finca 73
Rionegro, Antioquia.

Oficina: 312 505 60 02
www.morealingenieros.com
Vereda Barro Blanco, Finca 73
Rionegro, Antioquia.