INTEINSA
INGENIERÍA INTELIGENTE

URGENCIAS MANIFIESTAS DAGRD 2022

ESTUDIOS Y DISEÑOS INESTABILIDAD PALOS VERDES MANRIQUE



INFORME FINAL
I-2812-001-PV-01-Rev2

PREPARADO PARA

DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO DE GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES
MEDELLÍN

Octubre de 2022

INTEINSA INGENIERÍA INTELIGENTE	CONTROL DE INFORMES	**FT-28**
		Versión 0

Documento	Código
Estudios y diseños inestabilidad Palos Verdes	I-2812-001-PV-01

Revisión	**Fecha**	**Elaboró**	**Revisó**	**Verificó**
0	14/10/20224	Jhonatan A Ocampo F. Santiago Osorio G. Cristian Grajales R.	María Elena Vagas C. Alejandro Garcés H.	Edilma L. Gómez P.
1	MODIFICACIÓN: Se atendieron las observaciones efectuadas por La Interventoría y se incluyeron análisis del tipo esfuerzo vs. deformación.			
	28/10/2022	Jhonatan A Ocampo F. Santiago Osorio G. Cristian Grajales R.	María Elena Vagas C. Alejandro Garcés H.	Edilma L. Gómez P.
2	MODIFICACIÓN: Se atendieron las observaciones efectuadas por parte del DAGRD a la versión anterior a esta.			
	22/11/2022	Edilma L. Gómez P.	Edilma L. Gómez P.	Edilma L. Gómez P.
3	MODIFICACIÓN:			

TABLA DE CONTENIDO

Página

1 INTRODUCCIÓN 8

2 GENERALIDADES 9

2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PROBLEMÁTICA 9

2.2 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO 12

3 ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS 15

3.1 GEOLOGÍA REGIONAL 15

3.1.1 Llenos antrópicos (Qll) 15

3.1.2 Depósitos de flujo de lodos y/o escombros (QFIII) 15

3.1.3 Dunita de Medellín (JKuM) 15

3.2 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 17

3.3 GEOLOGÍA LOCAL 19

3.3.1 Depósito antrópico 22

3.3.2 Depósito de deslizamiento 23

3.3.3 Depósitos de flujos de lodos y/o escombros 23

3.3.4 Dunita de Medellín 25

3.3.4.1 Horizonte IB de dunita 26

3.3.4.2 Horizonte IC de dunita 26

3.3.4.3 Horizonte IIA de dunita 27

3.4 MORFODINÁMICA 28

3.4.1 Amenaza por movimiento en masa 28

3.4.2 Mapa de pendientes 29

3.4.3 Procesos morfodinámicos 30

3.4.4 Análisis multitemporal 33

3.4.4.1 Año 2005 35

3.4.4.2 Año 2008 35

3.4.4.3 Año 2011 36
3.4.4.4 Años 2013 y 2014 37
3.4.4.5 Años 2015 y 2018 37
3.4.4.6 Años 2019 y 2020 39
3.4.4.7 Año 2021 41
3.4.4.8 Año 2022 41
3.4.5 Diagnóstico de la morfodinámica 42

4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS 44

4.1 PROGRAMAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO 44

4.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO 45
4.2.1 Ensayos de clasificación 45
4.2.2 Ensayos de gravedad específica 49
4.2.3 Ensayos de dispersión 49
4.2.4 Ensayos de corte directo consolidado drenado 50
4.2.5 Ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado 52

4.3 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES 56
4.3.1 Perfil estratigráfico 56
4.3.2 Ensayo geofísico 61
4.3.3 Parámetros de resistencia 62

4.4 SISTEMA DE INSTRUMENTACIÓN 65
4.4.1 Localización del inclinómetro 65
4.4.2 Aspectos generales sobre inclinómetros 65
4.4.3 Resultados de los monitoreos 68

4.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 71
4.5.1 Metodología 71
4.5.2 Análisis seudoestático 71
4.5.3 Criterios de aceptación 72
4.5.4 Resultados de los análisis 74

4.5.4.1 Análisis en condiciones iniciales sin corte 74
4.5.4.2 Análisis en condiciones iniciales con corte (back analysis) 75
4.5.4.3 Análisis en condiciones actuales 76
4.5.4.4 Análisis con alternativas de intervención 77
4.5.4.5 Análisis detallados con alternativa seleccionada 80
4.5.4.6 Análisis detallados de la parte más baja de la zona 85
4.6 ANÁLISIS DEL TIPO ESFUERZO - DEFORMACIÓN 86
4.6.1 Aspectos metodológicos 86
4.6.2 Resultados para la condición inicial 87
4.6.3 Resultados para etapas intermedias 91
4.6.4 Resultados para la etapa final 94
4.6.5 Mecanismo de control de las deformaciones 95
4.6.5.1 Seguimiento al inclinómetro 95
4.6.5.2 Seguimiento a las viviendas del sector 98
4.7 ANÁLISIS RUNOUT 101
4.8 DISEÑO DEL MURO EN GAVIONES 104
4.8.1 Condiciones de empuje 104
4.8.2 Perfil geotécnico y caracterización de los materiales 105
4.8.3 Criterios de aceptación de estabilidad interna 105
4.8.4 Evaluación de la estabilidad interna 106
4.9 DISEÑO DE LOS ANCLAJES PASIVOS 108
4.9.1 Dimensionamiento 108
4.9.2 Recomendaciones de campo 109
4.9.3 Prueba de carga de soil nailing 109
4.10 DISEÑO DE FUNDACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICOS 111
4.10.1 Justificación 111
4.10.2 Cargas de diseño 111
4.10.3 Criterio de aceptación 111
4.10.4 Capacidad de carga 112

4.10.5 Asentamientos 112
4.10.6 Resultados 112
4.10.7 Módulos de reacción 113
5 ASPECTOS HIDROLÓGICOS 115
5.1 INFORMACIÓN BÁSICA EMPLEADA 115
5.2 METODOLOGÍA 115
5.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA 116
5.3.1 Modelo digital de elevaciones y delimitación de la cuenca 116
5.3.2 Pendiente media de la cuenca 116
5.3.3 Perfil de la corriente principal 117
5.3.4 Usos del suelo de la cuenca 117
5.4 PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS 117
5.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN 122
5.6 PRECIPITACIÓN 124
5.6.1 Precipitación anual 124
5.6.2 Régimen de precipitación mensual 126
5.6.3 Precipitación media de la cuenca 127
5.6.4 Metodología y cálculo de las intensidades de diseño 129
5.7 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA 131
5.8 CAUDALES DE CRECIENTE 132
6 ASPECTOS HIDRÁULICOS 134
6.1 CAUDAL DE DISEÑO CONDICIONES PROYECTADAS 134
6.2 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO 135
6.3 CANAL EN FONDO UNIFORME Y CUNETAS MEDIO TUBO 136
6.3.1 Eficiencia de la captación del cárcamo 137

6.4 CANALES ESCALONADOS 139
6.5 ALCANTARILLA PROYECTADA 140
6.6 EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE AGUAS COMBINADAS 142
6.6.1 Caudal de aguas residuales 142
6.6.2 Caudal de agua lluvia 144
6.6.3 Caudal de aguas combinadas 144
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 146
8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 149
ANEXO 01 REGISTRO DE PERFORACIONES
ANEXO 02 ENSAYOS DE LABORATORIO
ANEXO 03 CORRELACIONES NSPT
ANEXO 04 ENSAYOS DE GEOFÍSICA
ANEXO 05 FICHA DE ALTERNATIVAS
ANEXO 06 MEMORIA MURO GAVIONES
ANEXO 07 DISEÑO ESTRUCTURAL
ANEXO 08 CANTIDADES DE OBRA Y APU
ANEXO 09 PLANOS
ANEXO 10 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

1 INTRODUCCIÓN

En el marco de las fuertes lluvias que vienen ocurriendo en gran parte del territorio colombiano, en la ciudad de Medellín se han dado varios procesos de inestabilidad que propiciaron la generación de una urgencia manifiesta por parte del Departamento administrativo de gestión del riesgo y de desastres (DAGRD).

Para estudio interdisciplinario de algunos de los procesos de inestabilidad generados, se contrató a la firma INTEINSA. El estudio para el denominado sitio crítico “Palos Verdes”, ubicado sobre la vertiente oriental del Valle de Aburra, en jurisdicción del barrio Manrique central N°1 del municipio de Medellín (Antioquia), es el presentado en este informe.

En dicho sitio crítico, se tiene un proceso morfodinámico activo, ocurrido el 27 de junio de 2022, durante una fuerte temporada de lluvias en el Valle de Aburrá. El movimiento dio lugar a un escarpe principal de 8.0 m de altura, una corona circular de 17.0 m, con una separación entre flacos de 25.0 m (ancho del proceso). La zona de acumulación comprende un cuerpo de forma irregular con 23.0 m de distancia entre el escarpe y la carrera 44. Adicionalmente, en la parte posterior al proceso, siguiendo la geometría de la corona principal, se han formado grietas en la calle del talud superior.

Así las cosas, en este documento se presentan los resultados del estudio efectuado, el cual incluyó evaluaciones de tipo geológico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, además de diseños de tipo estructural, dadas las obras a las que se llegó para la atención de la problemática.

2 GENERALIDADES

2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PROBLEMÁTICA

La zona de estudio corresponde al sitio crítico denominado “Palos Verdes”, ubicado como se muestra regionalmente y localmente en la Figura 1.



Figura 1. Localización del sitio inestable Palos Verdes

Se trata del área sobre la vertiente oriental del Valle de Aburra, en jurisdicción del barrio Manrique central N°1, del municipio de Medellín (Antioquia). Puntualmente, se ubica en la carrea 44 entre las calles 66 y 66F, en el punto de coordenadas 6.261434° Latitud y 75.555336° Longitud.

En la Figura 2 se puede observar una vista frontal del sitio, en el cual se tiene un proceso morfodinámico activo, ocurrido el 27 de junio de 2022, durante una fuerte temporada de lluvias en el Valle de Aburrá. El movimiento dio lugar a un escarpe principal de 8.0 m de altura, una corona circular de 17.0 m, con una separación entre flacos de 25.0 m (ancho del proceso). La zona de acumulación comprende un cuerpo de forma irregular con 23.0 m de distancia entre el escarpe y la vía (carrera 44). Adicionalmente, en la parte posterior al proceso, siguiendo la geometría de la corona principal, se han formado grietas en la calle del talud superior.



Figura 2. Vista frontal del sitio crítico Palos Verdes

Producto del deslizamiento, en la parte alta se logran apreciar cuñas de suelo suelto, con riesgo de desprenderse, como se muestra de manera general y detallada en la Figura 3.

El material movilizado se depositó sobre una de las calzadas de la carrera 44, reduciendo la movilidad del sector, como puede apreciarse en las imágenes de la Figura 4. Se observa que se ha dejado el material desprendido de la parte alta acumulado en la parte baja, con lo cual se ha logrado reducir la probabilidad de que el proceso remonte a la parte alta de la zona de estudio.

Actualmente, las viviendas de la zona superior se encuentran evacuadas debido al riesgo de deslizamiento que representa el escarpe, según se puede ver tanto en la Figura 5 como en la Figura 6. Una de las premisas con las que se trabaja en este proyecto, es la de intentar preservar estas estructuras.



Figura 3. Cuñas de suelo en la parte alta susceptibles de caerse



Figura 4. Proceso morfodinámico con afectación de calzada de la carrera 44



Figura 5. Viviendas en la parte alta cerca del escarpe principal del proceso



Figura 6. Parte alta del proceso con viviendas cercanas al escarpe

Como antecedente relevante para la problemática, está el hecho de que en la parte baja del sitio, se tenía construido un lavadero que se implantó habiendo hecho un corte en la parte baja del talud. Este lavadero se construyó en la parte baja donde se tiene el material acumulado que se muestra en la Figura 4.

Así las cosas, el estudio que se presenta en este informe corresponde a uno interdisciplinario para determinar las causas de la problemática y diseñar las obras de solución.

2.2 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

El estudio se llevó a cabo en varias etapas de manera secuencial, cuyo producto final es el presente informe y sus respectivos planos asociados.

Inicialmente, se hizo un reconocimiento del sitio con el fin de observar sus condiciones actuales e identificar puntos de especial interés para su caracterización y el planteamiento de las obras de mitigación. En la Figura 7 se presenta registro fotográfico de los trabajos de campo inicialmente efectuados por parte de profesionales de INTEINSA.

Además de esto, en la etapa inicial del proyecto, se hizo una búsqueda de información existente del área de estudio, como estudios previos, cartografía existente y fotografías aéreas.

Seguidamente, se planteó el plan de exploración geológico – geotécnica a ejecutar, correspondiente a los sondeos exploratorios del subsuelo y los levantamientos geológicos geotécnicos, hidráulicos e hidrológicos detallados del sitio de estudio.



Figura 7. Trabajos de campo inicialmente efectuados en el sitio

La exploración directa del subsuelo se efectuó mediante dos sondeos directos (perforaciones), estos con el objetivo de identificar y caracterizar los materiales que conforman el subsuelo, determinar los espesores de estos geomateriales y para la recuperación de muestras para ensayos de laboratorio, así como para la instalación de equipos como inclinómetros. La ubicación fue definida por el equipo de profesionales de INTEINSA y aprobada por La Interventoría (Consorcio obras de emergencia 2022). En la Figura 8, se presenta registro del taladro con el cual se hicieron las perforaciones, mientras que en el Anexo 01 se presenta el registro detallado de estos dos sondeos.



Figura 8. Taladro para sondeos directos efectuados en el sitio

También se hizo exploración indirecta del subsuelo por medio de un ensayo geofísico tipo MASW (multichannel analysis of surface waves) para evaluar la velocidad de propagación de ondas de corte (Vs) con base en la determinación

de la dispersión de la propagación de ondas superficiales. La ubicación también fue definida por el equipo de profesionales de INTEINSA y aprobada por la interventoría (Consorcio obras de emergencia 2022).



Figura 9. Equipo de geofísica para sondeo indirecto efectuado en el sitio

Por último, tomando como insumos todos los productos de las actividades previas, se elaboraron los respectivos modelos geológicos, geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos necesarios para el planteamiento de las obras necesarias para dar atención a la inestabilidad. Dichas obras, requirieron, además, diseños de tipo estructural.

3 ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS

En este capítulo se presenta la ilustración sobre la geología y la geomorfología a escala regional y local, obtenida mediante la revisión de información secundaria y el trabajo de campo ejecutado.

3.1 GEOLOGÍA REGIONAL

La geología a escala regional fue tomada de la cartografía desarrollada por el Consorcio Microzonificación (2006) en el documento Microzonificación sísmica del Valle de Aburrá. La Figura 10 muestra la distribución de las unidades geológicas alrededor de la zona de estudio, correspondientes a depósitos de vertiente tipo flujos de lodos y/o escombros y, en menor proporción, sobre el cuerpo intrusivo denominado Dunita de Medellín. Además, se observan en cercanía al área de estudio unidades antrópicas (llenos antrópicos).

A continuación, se describen las características más relevantes de las unidades mencionadas a nivel regional.

3.1.1 Llenos antrópicos (Qll)

Se presentan sobre sectores urbanísticos como depósitos artificiales extremamente heterogéneos que a su vez incluyen materiales homogéneos como basura, materia orgánica y escombros. También se incluyen las acumulaciones artificiales para la construcción de obras de infraestructura.

3.1.2 Depósitos de flujo de lodos y/o escombros (QFlll)

Sobre las laderas del municipio de Medellín reposa una amplia variedad de depósitos de vertiente, cuyos materiales dependen principalmente de las unidades geológicas que afloran en la parte alta de las mismas. Estos reposan concordantemente sobre el basamento ígneo-metamórfico y sobre depósitos más antiguos o están intercalados con ellos. Están constituidos por bloques heterométricos, con un grado de meteorización de moderado a alto. La matriz es arcillo-limosa o limo-arcillosa, en colores claros como pardo, gris y amarillo.

El origen de estos materiales se encuentra asociado a la desestabilización de la vertiente afectadas por el fracturamiento múltiple sobre estas rocas, además de eventos sísmicos y alta pluviosidad, factores que ayudaron a movilizar los niveles saprolíticos de las rocas hacia la parte inferior de las vertientes.

3.1.3 Dunita de Medellín (JKuM)

Esta unidad, hacen parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá y comprende una franja en dirección NNW que atraviesan el valle del río Aburrá, formando la ladera occidental y la oriental. Mineralógicamente, se trata de una roca compuesta

esencialmente por olivino como mineral primario, con contenidos menores de cromita y magnetita. El olivino presenta alteraciones parciales a tremolita y minerales del grupo de la serpentina, como talco y clorita. En muestra de mano es una roca afanítica, con diferentes presentaciones según su estado de alteración, desde negro en estado fresco hasta diferentes tonalidades de variaciones a café y gris plomo cuando está meteorizada o serpentinizada. Presenta un color negro, verde oscuro y meteorizada presenta color café, gris y ocre, se observa un intenso fracturamiento que se hace más fuerte en las cercanías de la zona de contacto.

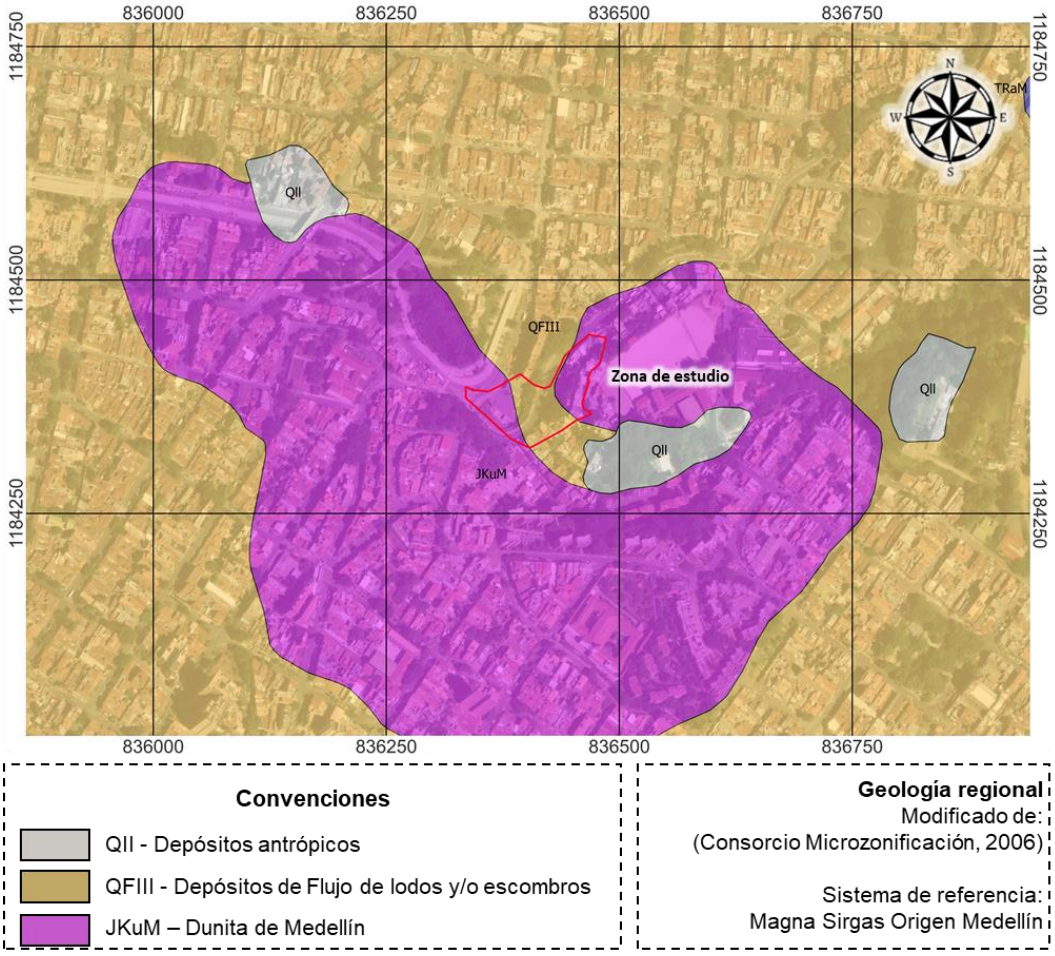


Figura 10. Geología regional de la zona de estudio

La presencia actual de esta secuencia ofiolítica, obedece a procesos tectónicos probablemente de cabalgamiento mediante una obducción de edad cretácea temprana (Restrepo & Toussaint, 1974). Lo anterior, genera una zona de esquistos cloríticos actinolíticos, replegados en el contacto con las Anfibolitas de Medellín, además de mostrar una fuerte expresión geomorfológica en el cambio

de pendiente de la cima de las colinas a la parte distal de las mismas. La dunita está en contacto fallado de bajo ángulo con la Anfibolita de Medellín en la quebrada Rodas (autopista Medellín - Bogotá).

3.2 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

La geomorfología a escala regional tomada como base para la elaboración del presente numeral, corresponde a la presentada en el documento de la Microzonificación sísmica realizada con detalle para los municipios de Medellín, Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado, desarrollado por el Consorcio Microzonificación (2006).

A nivel de unidades de paisaje, la zona de estudio se encuentra en la ladera oriental del denominado Valle de Aburrá Medio (VM) (Figura 11), en cercanías al Escarpe regional 2 (ER-2) hacia el oriente y a la Superficie de erosión S-I hacia el norte y el sur.

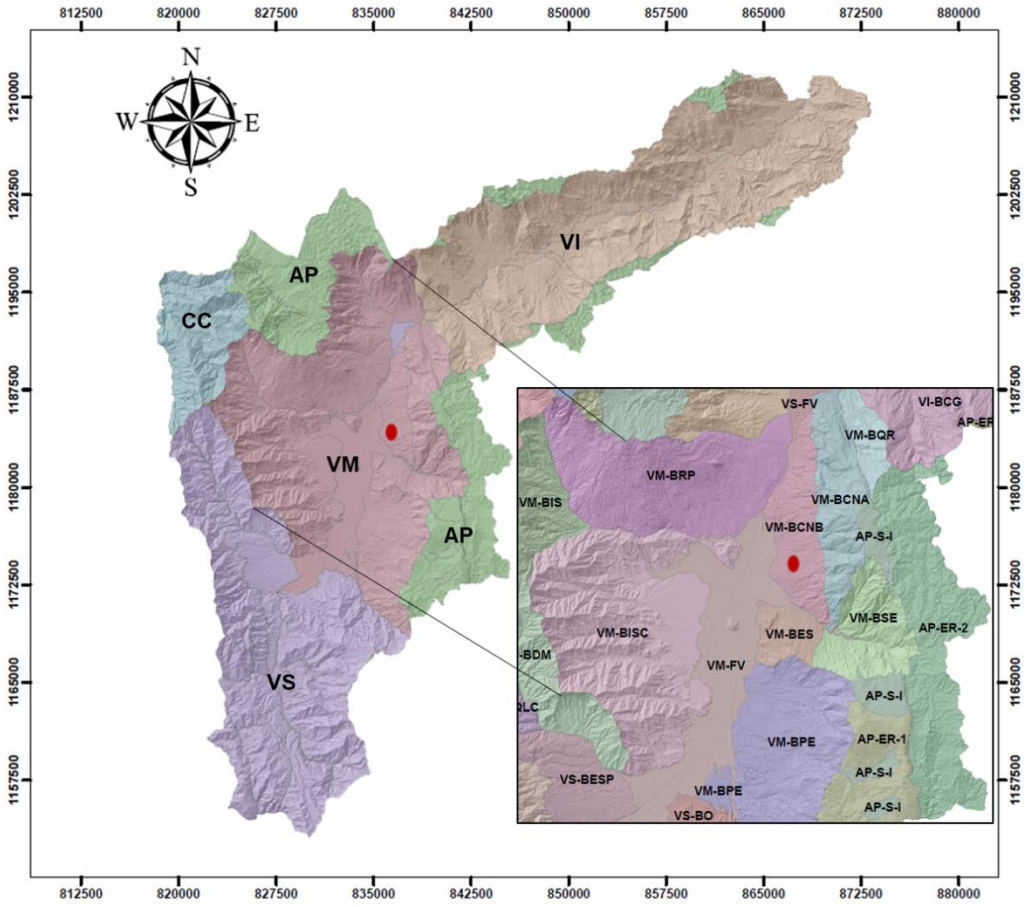


Figura 11. Unidades de paisaje y macrounidades geomorfológicas

El VM es el tramo del valle más ancho, con un fondo amplio y plano, flanqueado por superficies suaves en distintos depósitos de vertiente, sistemas de colinas y lomos que terminan en la parte más alta en escarpes lineales que marcan el límite del valle y los altiplanos.

Dentro del VM, se encuentran diferentes macrounidades geomorfológicas o bloques. En particular, la zona de estudio se encuentra dentro del Bloque comuna nororiental baja (VM-BCNB en la Figura 11), coincidiendo con la parte baja de la cuenca de la quebrada El Ahorcado.

Finalmente, los bloques están constituidos por una o varias unidades geomorfológicas que tienen homogeneidad de proceso genético y edad, las cuales, aunque se repitan en otros bloques con el mismo nombre, pueden tener una connotación genética diferente. La Figura 12 muestra que el área de estudio se desarrolla sobre la unidad de “Superficies suaves en depósitos poco incisados” (SSDPI), que son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y moldeadas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros, presentando un grado de incisión moderado.

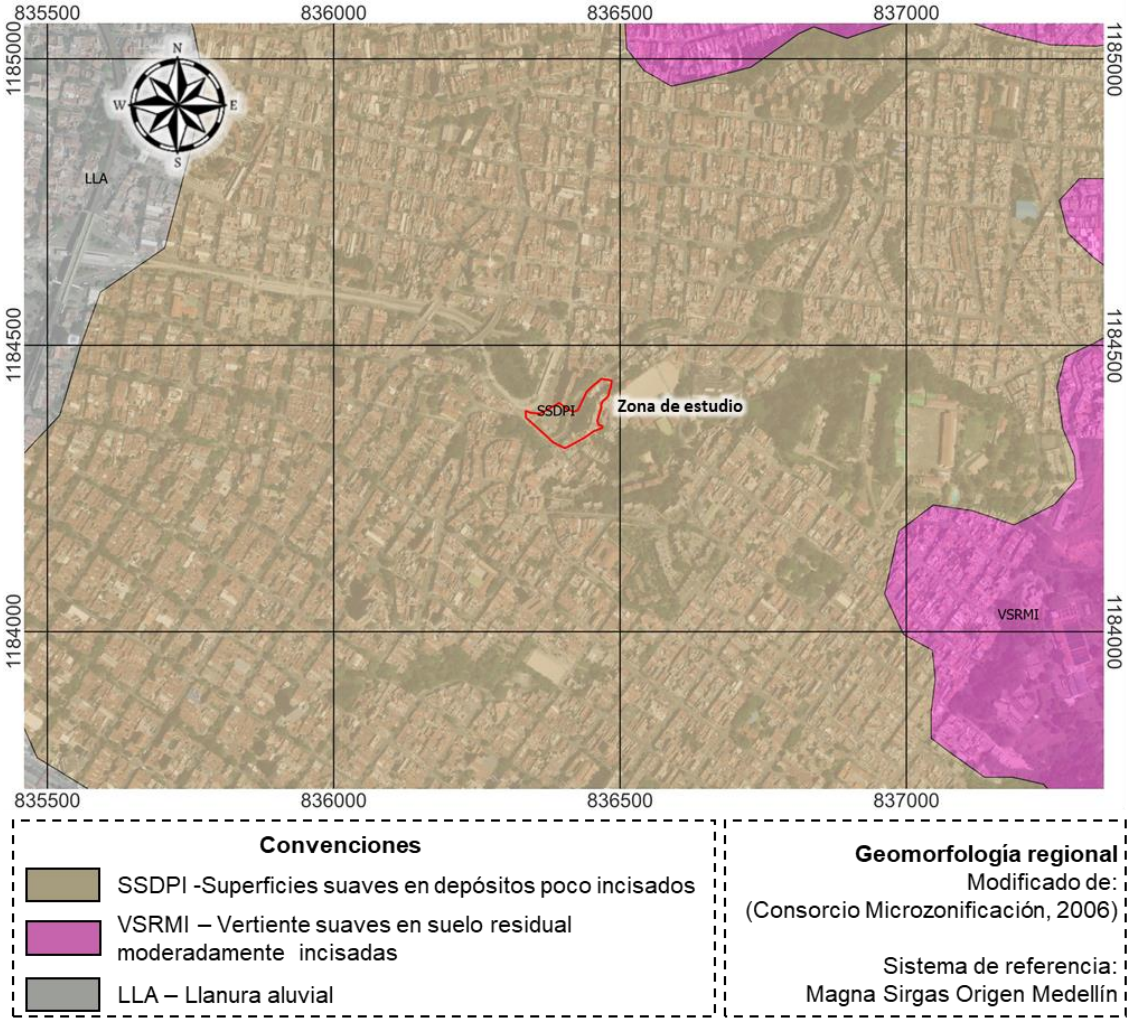


Figura 12. Unidades geomorfológicas regionales de la zona de estudio

3.3 GEOLOGÍA LOCAL

Para definir la distribución de las unidades geológicas locales, se realizó un análisis conjunto de la información recopilada que define el contexto geológico regional, los levamientos de campo a detalle y la información obtenida del subsuelo a través de los sondeos exploratorios.

En la Figura 13, se muestra el resumen de los materiales identificados en los sondeos exploratorios, en donde se define una configuración aproximada del subsuelo mediante los espesores de los geomateriales. De manera general, se encuentra que la unidad geológica in situ es la Dunita de Medellín, cubierta parcialmente por depósitos de flujo de lodos y/o escombros (depósitos de vertientes) y puntualmente por depósitos antrópicos.

Además, la exploración directa realizada para el presente estudio permitió definir el perfil de meteorización de la dunita, la cual ha desarrollado los horizontes IB, IC y IIA según la propuesta de meteorización de Deere y Patton (1971).

La distribución en planta de las unidades se presenta en la Figura 13 y las secciones geológicas representativas, donde se observa la distribución en profundidad de las unidades geológicas, se presenta en la Figura 14 y en la Figura 15. Ambas figuras fueron tomadas del plano P-2812-PV-GL-02, el cual se presenta dentro del Anexo 1 de este documento.

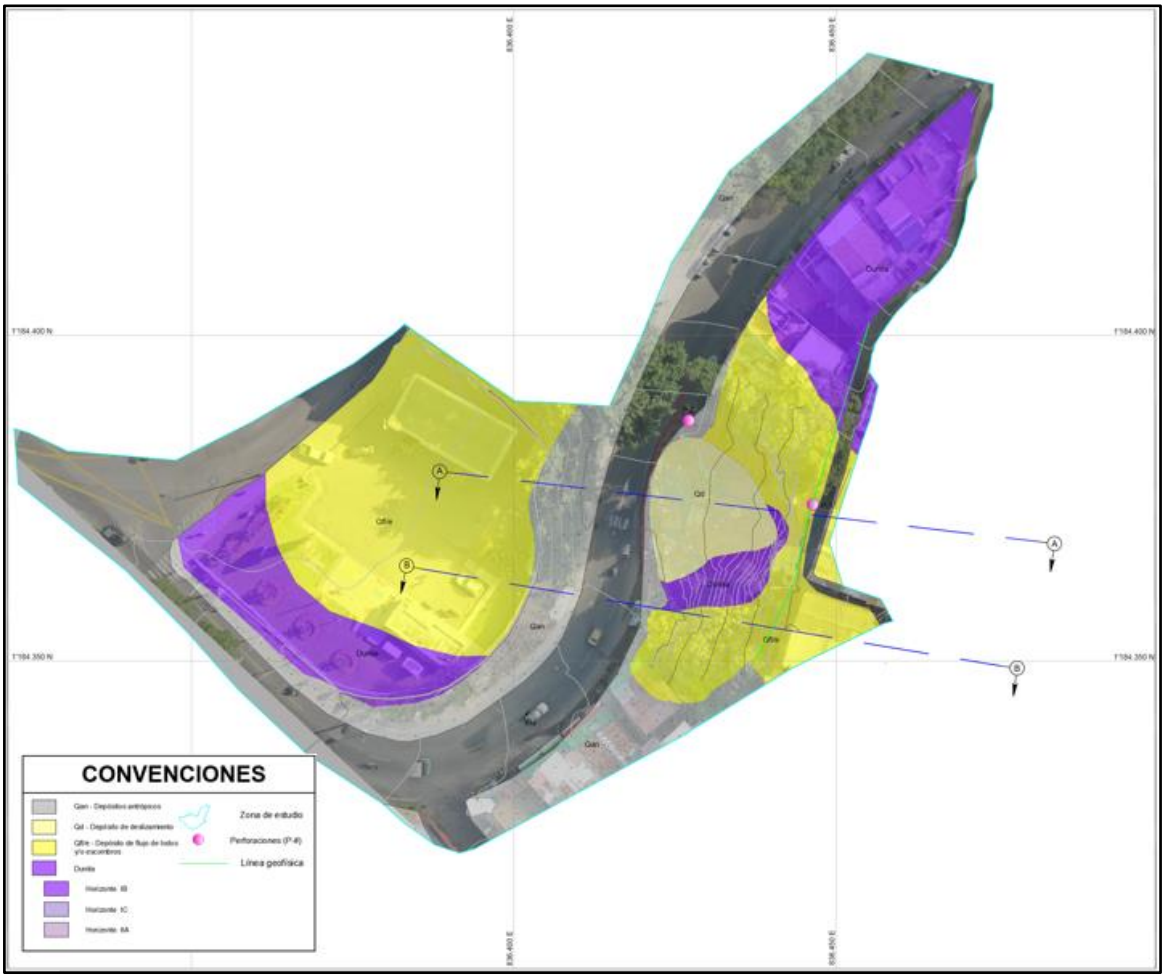


Figura 13. Vista en planta de la geología local

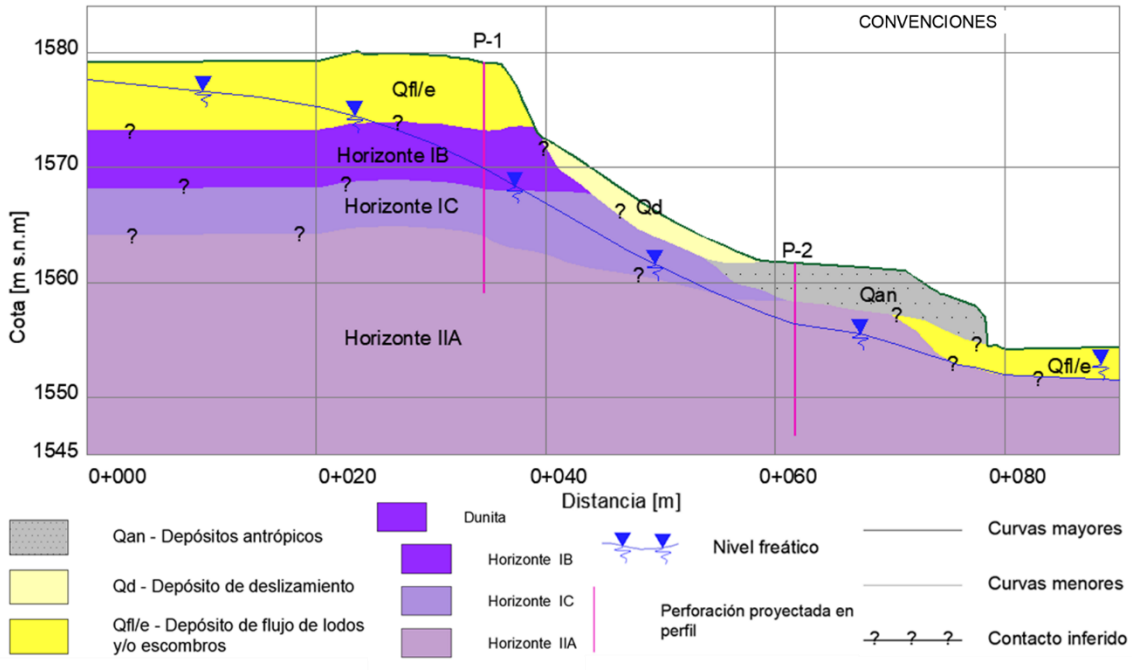


Figura 14. Sección representativa de la geología local (Sección A – A)

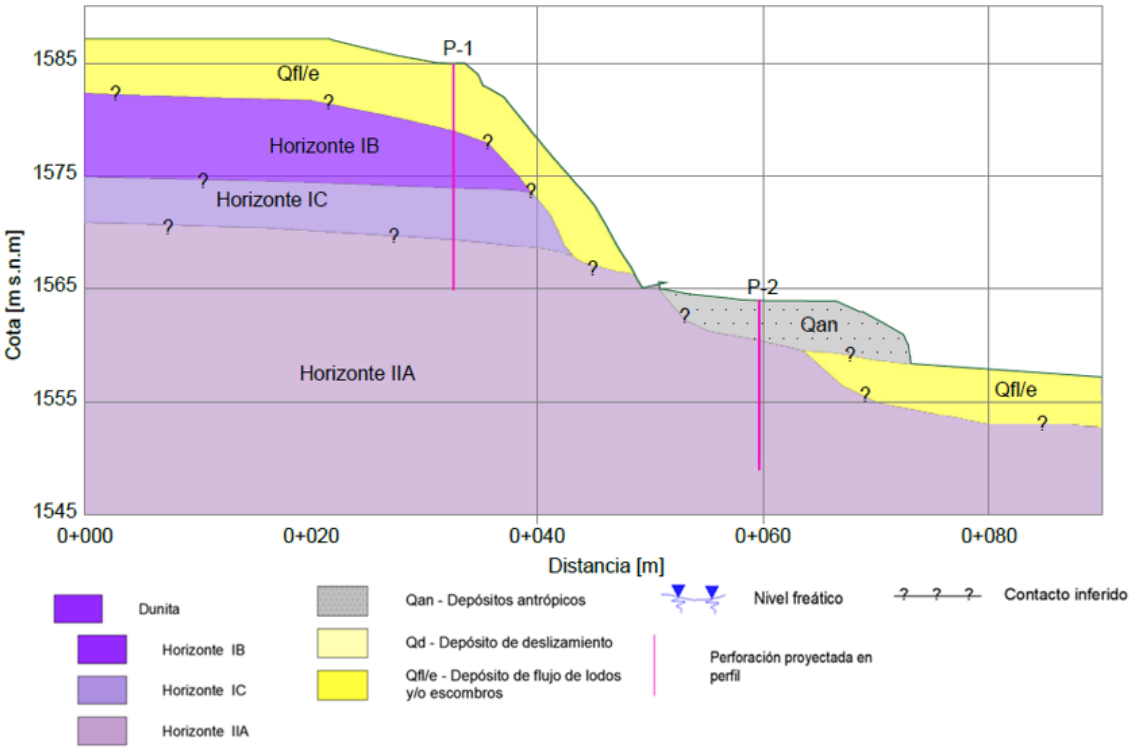
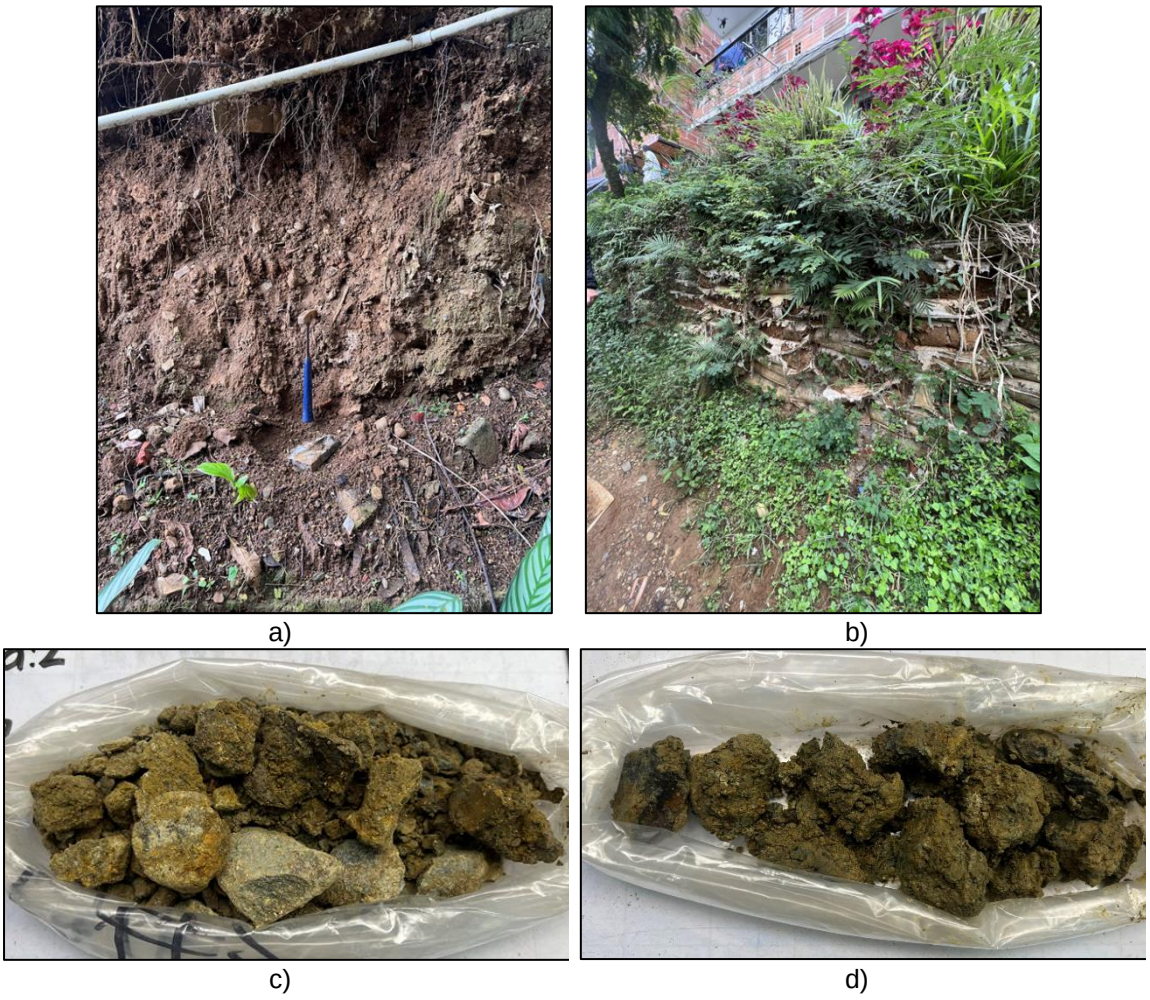


Figura 15. Sección representativa de la geología local (Sección B – B)

3.3.1 Depósito antrópico

Se trata de materiales transportados y depositados de forma artificial, identificados superficialmente en las estaciones de campo E10 a E14 y en la E18, levantadas a lo largo del área de estudio (Figura 16a) y en algunos puntos contenidos en costales para la formación de muros de contención de hasta 1.50 m de altura (Figura 16b). Adicionalmente, este material fue obtenido en la perforación P2, hasta una profundidad máxima de 3.3 m.



a) b) c) d)

Figura 16. Depósito antrópico a) Estación E12; b) Estación E10, c) Perforación P2 M2 y d) Perforación P2 M5

Se caracteriza por ser un material heterogéneo, con relación una matriz/clastos variable entre 90/10 y 80/20. La matriz es limosa de color marrón amarillento a marrón rojizo, húmedo, de consistencia firme y tenacidad media-alta. Los clastos son de dunita y anfibolita, de color verde grisáceo y amarillo parduzco, altamente

meteorizados y con diámetros inferiores a 4.0 cm. Además, contiene escombros (fragmentos de concreto y ladrillo), como se muestra en la Figura 16c y Figura 16d.

3.3.2 Depósito de deslizamiento

Corresponde al material heterogéneo asociado a la depositación sobre la zona media a baja del talud de la vía existente, el cual se ha generado de la inestabilidad en estudio. En general, es una mezcla de clastos y matriz con relación entre 80/20 y 70/30. La matriz varía entre limo-arenosa y arenosa, de color marrón rojizo a marrón amarilloso claro, húmeda, de consistencia blanda y de tenacidad media a baja en las partes lodosas y suelta a débilmente cementada en las fracciones arenosas. Los clastos son angulares, con formas desde irregulares a tabulares, con diámetros inferiores a 15 cm, su litología es variable con predominancia de dunitas con grado de meteorización desde muy meteorizado de baja dureza, hasta ligeramente meteorizados de alta dureza, además se pueden observar escombros como concreto, ladrillos, varillas, cerámicas, plásticos, madera y materia orgánica.



a) b)

Figura 17. Depósito de deslizamiento a) Lateral izquierdo; b) Lateral derecho

3.3.3 Depósitos de flujos de lodos y/o escombros

En campo, se observó como una mezcla de matriz y clastos, los cuales guardan una relación aproximada de 80/20. La matriz es de granulometría limosa a arcillosa con trazas de arenas finas, de color amarillo rojizo (5YR; 6/8), naranja

amarillento oscuro (10YR; 5/6) y marrón oscuro (7.5YR; 3/4), húmeda, de consistencia blanda y tenacidad media a alta en las partes lodosas y de cementación débil a moderada en las fracciones arenosas. Embebidos en la matriz, se encuentran clastos de dunitas y anfibolitas de coloración marrón amarilloso a naranja amarillento oscuro con zonas blancas, negras y grises, mediana a altamente meteorizados, con formas subangulares a subredondeadas y diámetros inferiores a 9.0 cm (Figura 18).



a) b)

Figura 18. Depósito de flujo de lodos y/o escombros
a) Estación E6; b) Estación E8

En la perforación P1, se obtuvo el depósito de flujo de lodos y/o escombros desde superficie hasta una profundidad de 6.0 m, el cual se caracteriza por ser un material con relación matriz/clastos igual a 90/10. La matriz es de color marrón amarilloso (10YR; 5/8) con vetas color amarillo rojizo (10R; 4/6), arcillosa con trazas de arena, húmeda, de consistencia dura y tenacidad media a alta. Los clastos son de formas angulares a subredondeadas, se encuentran altamente meteorizados en su mayoría y en menor cantidad moderadamente meteorizados, con diámetros de orden centimetrito, en los que se identifican anfibolitas de color amarillo rojizo (10YR; 6/2), gris azulado (5GB; 5/2) y gris azuloso medio (5B; 5/1). Se define como un depósito de vertiente meteorizado (maduro) en el cual se identifican nódulos de hierro inferiores a los 5 mm (Figura 19).

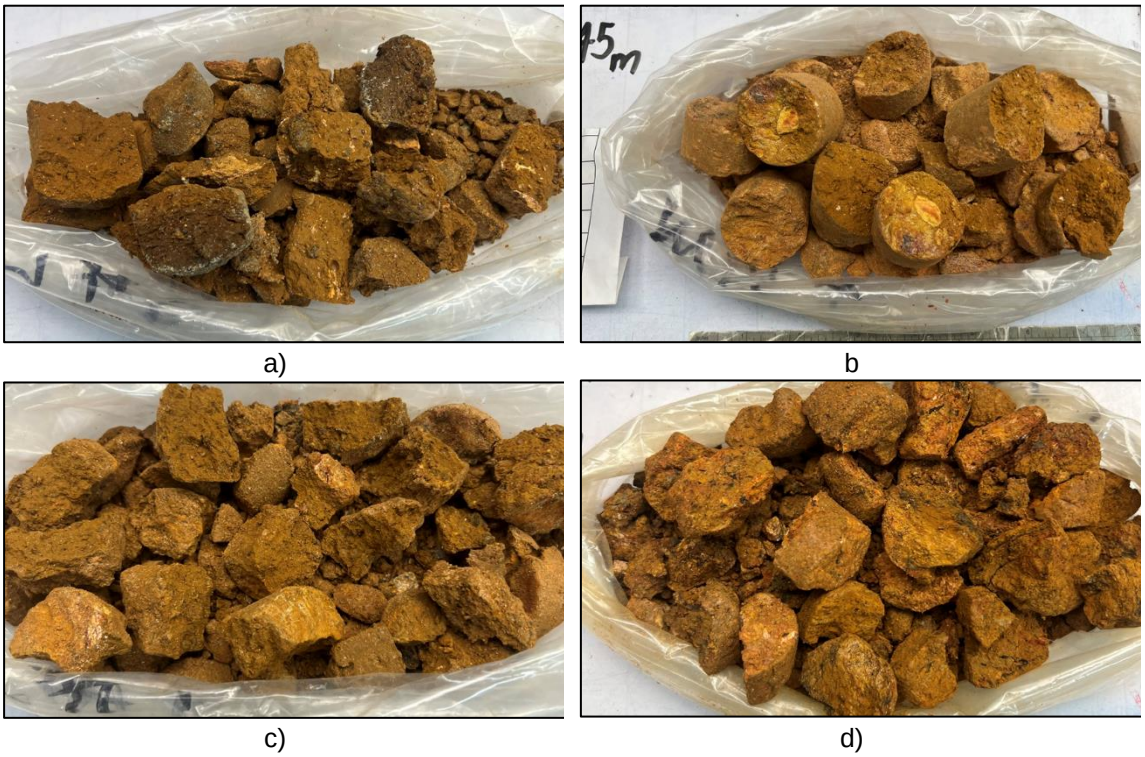


Figura 19. Depósito de flujo de lodos y/o escombros a) Perforación P1 M2; b) Perforación P1 M3; c) Perforación P1 M4; d) Perforación P1 M6

3.3.4 Dunita de Medellín

Esta unidad fue observada en campo, en la parte media del talud, en la estación E8 (Figura 20). Fue obtenida en las dos perforaciones a partir 6.0 m (P1) y 3.3 m (P2) de profundidad, donde se identificaron los Horizontes IB, IC y IIA de acuerdo con los horizontes de meteorización de la propuesta de Deere & Patton (1971). En la estación de campo E8, este material se pudo observar con evidencia de estructuras de afectación tectónica heredadas de la roca parental (Figura 20b), pertenecientes a discontinuidades tipo diaclasa, las cuales presentan una forma irregular con paredes desde rugosa a onduladas, rellenas por óxidos principalmente de manganeso y, en menor proporción, de hierro. Estas estructuras tienen ancho aproximado de 1.20 m y una altura inferior a 1.50 m. Se considera que pueden favorecer el movimiento del material.



a) b

Figura 20. Dunita de Medellín

3.3.4.1 Horizonte IB de dunita

Este horizonte fue identificado en el sondeo P1 a partir de los 6.0 m, subyaciendo los depósitos de flujo de lodos y/o escombros, hasta una profundidad de 11.0 m. Se caracteriza por presentar un suelo de textura limosa a arcillosa de color entre marrón rojizo (5YR; 5/6) y marrón rojizo oscuro (5YR; 3/3), con zonas de color amarillo rojizo (7.5YR; 6/8); húmedo, de consistencia blanda a firme y tenacidad media a alta. Presenta nódulos de hierro de hasta 2.5 cm de diámetro y óxidos de manganeso (Figura 21).



a) b)

Figura 21. Horizonte IB de dunita a) Perforación P1 M 7; b) Perforación P1 M 11

3.3.4.2 Horizonte IC de dunita

Se trata del material hallado desde los 11.0 m hasta los 15.0 m de profundidad de la perforación P1. Se encuentra constituido por 90% suelo arcilloso con trazas de

arena producto de la desintegración de los bloques de roca de color gris muy oscuro (10YR; 3/1) con gris verdoso claro (GLEY1 10Y; 8/1) y marrón amarilloso (10YR; 5/8), húmedo, de consistencia blanda, tenacidad media en los sectores arcillosos y cementación moderada en los tramos arenosos. Presenta una estructura brechada y en algunas zonas fibrosa debido a la presencia de minerales máficos alterados dando origen a serpentinas. Los fragmentos de roca que se conservan alcanzan el 10%, son de tamaños inferiores a 6 cm, la roca es ultramáfica de color negro verdoso (5GY; 2/1) con amarillo verdoso suave (10Y; 7/4) y de textura fanerítica. Se identifican algunos minerales como serpentina (Figura 22).



a) b)

Figura 22. Horizonte IC de dunita a) Perforación P1 M 12; b) Perforación P1 M 15

3.3.4.3 Horizonte IIA de dunita

Material recuperado entre 15.0 m y 20.0 m de profundidad en la perforación P1 y a partir de 3.3 m y hasta el final de la perforación P2 (15.0 m). La relación suelo/roca es variable entre 80/20 y 60/40. El suelo es arcilloso a arenoso, de color gris muy oscuro (10YR; 3/1) con gris verdoso claro (GLEY1 10Y; 8/1) y marrón amarilloso (10YR; 5/8), húmedo, de consistencia dura y tenacidad baja en los sectores arcillosos y cementación moderada en los tramos arenosos. Presenta una estructura brechada y en algunas zonas fibrosa debido a la presencia de minerales máficos alterados dando origen a serpentinas.

La roca es ultramáfica plutónica de color negro verdoso (5GY; 2/1) y gris azuloso medio (5B; 5/1) con amarillo verdoso suave (10Y; 7/4). Tiene textura fanerítica, en la que se identifican algunos minerales como serpentina, además de óxidos de cobre y hierro. Los bloques se encuentran brechados y presentan diámetros desde milimétricos hasta 11 cm (Figura 22).



Figura 23. Horizontes IC y IIA de gabro Perforación P2 M 6 a 15

3.4 MORFODINÁMICA

En este numeral se presentan los aspectos asociados a la morfodinámica del sitio de estudio, por lo que se describe, a continuación, la clasificación de amenaza por movimiento en masa, la caracterización de las pendientes, el levantamiento de procesos morfodinámicos y las condiciones en el tiempo de la zona de estudio (análisis multitemporal).

3.4.1 Amenaza por movimiento en masa

En la Figura 24 se muestra que el sitio en estudio y otros cercanos al mismo, se encuentran en una zona clasificada entre amenaza media a alta por movimientos en masa, considerando como detonantes la condición climatológica (lluvia máxima diaria) y el factor sismológico (aceleración pico en el terreno). Esta información, es tomada del Acuerdo 48 del año 2014, denominado Plan de ordenamiento del territorio (POT) del municipio de Medellín.

Las zonas clasificadas como amenaza media, se encuentran en superficies con posibilidad de generar procesos erosivos superficiales de baja intensidad en laderas inclinadas a muy abruptas, en las cuales se presentan precipitaciones diarias máximas entre 50 mm y 150 mm y aceleraciones máximas horizontales, a nivel de roca, entre 100 cm/s² y 200 cm/s². Estos detonantes externos dan pie a la ocurrencia de movimientos en masa como deslizamientos, flujos de tierra, detritos y caída del suelo.

Las zonas que se clasifican de amenaza alta, corresponden a superficies con una susceptibilidad alta a presentar movimientos en masa, debido a las características propias de carácter geomorfológico, geológico y cobertura del suelo. Para la zona de estudio, se presentan lluvias máximas diarias de hasta 150 mm y aceleraciones máximas horizontales a nivel de roca, las cuales se estiman variables entre 100 cm/s² y 200 cm/s². Dados estos detonantes externos y las condiciones

naturales del paisaje, es factible la ocurrencia de deslizamientos tanto rotacionales como traslacionales, además de flujos, caídas y reptación. Estos fenómenos, generalmente, se desarrollan en laderas abruptas y escarpadas, en las cuales predomina la ocurrencia de procesos morfodinámicos.

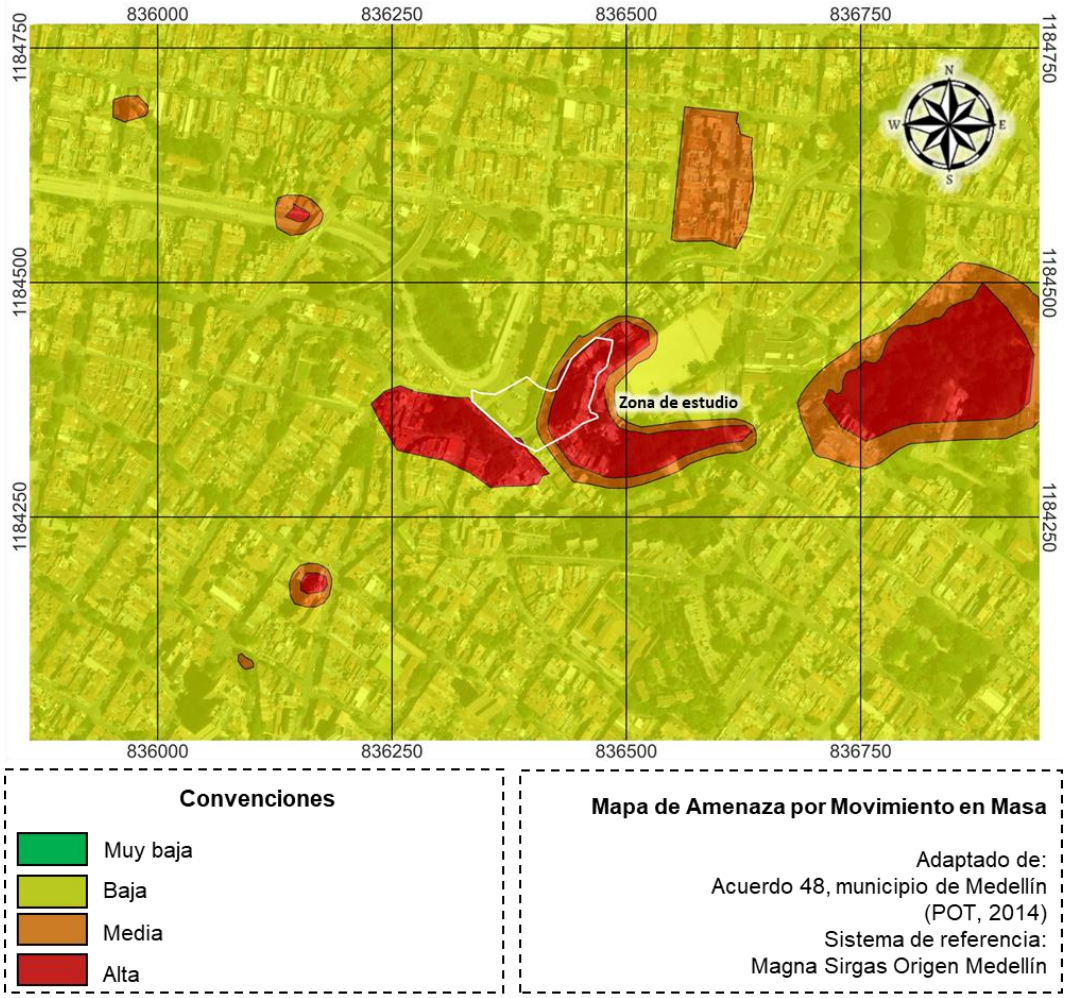


Figura 24. Amenaza por movimientos en masa

3.4.2 Mapa de pendientes

La pendiente corresponde al ángulo que forma la ladera o el terreno respecto a un plano horizontal, expresada en grados o porcentaje. Está relacionado con el tipo de material que conforma la zona. De este concepto, depende en gran medida el desarrollo urbanístico y el uso del suelo y su importancia radica en la susceptibilidad que brinda a la formación de movimientos en masa.

Con el fin de visualizar la morfometría de la zona de estudio, se generó el mapa de pendientes tomando como referencia los rangos en grados (Tabla 1)

propuestos en el documento “Directrices y lineamientos para la elaboración de los estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera en el Valle de Aburrá (AMVA, 2012)”.

Tabla 1. Rangos de pendientes para caracterización morfométrica (AMVA, 2012)

Rango	Clasificación
0° a 5°	Baja
5° a 15°	Moderada
15° a 30°	Alta
> 30°	Muy Alta

Como se observa en la Figura 25, la clasificación predominante corresponde a pendientes moderadas, seguidas de pendientes muy altas y en menor proporción pendientes altas y bajas respectivamente. Esto es consonante con lo planteado por el POT (2014) y presentado en el numeral anterior, en tanto que las zonas con pendientes altas a muy altas son más susceptibles a presentar movimientos en masa y la categorización de la amenaza en el sitio de estudio es moderada a alta.

3.4.3 Procesos morfodinámicos

Durante los recorridos de campo realizados por parte del personal de INTEINSA, se identificó un proceso morfodinámico principal que compromete la estabilidad del talud superior de la carrera 44. Allí ocurrió un fenómeno que está generando desprendimientos y desgarres de la ladera superior, removilizando principalmente los depósitos de flujo de lodos y/o escombros y en menor proporción el suelo residual de la Dunita de Medellín, ocasionando también daños en la calle que limita el talud en la parte superior, en algunas viviendas, en los andenes y/o cunetas (Figura 26).

El proceso es un deslizamiento que presenta un escarpe de aproximadamente 8.0 m de alto, una corona circular de 17.0 m, con una separación entre flacos de 25.0 m (ancho del proceso). La zona de acumulación comprende un cuerpo de forma irregular con 23.0 m de distancia entre el escarpe y la vía (carrera 44). Adicionalmente, en la parte posterior al proceso, siguiendo la geometría de la corona principal, se han formado grietas en la calle del talud superior.

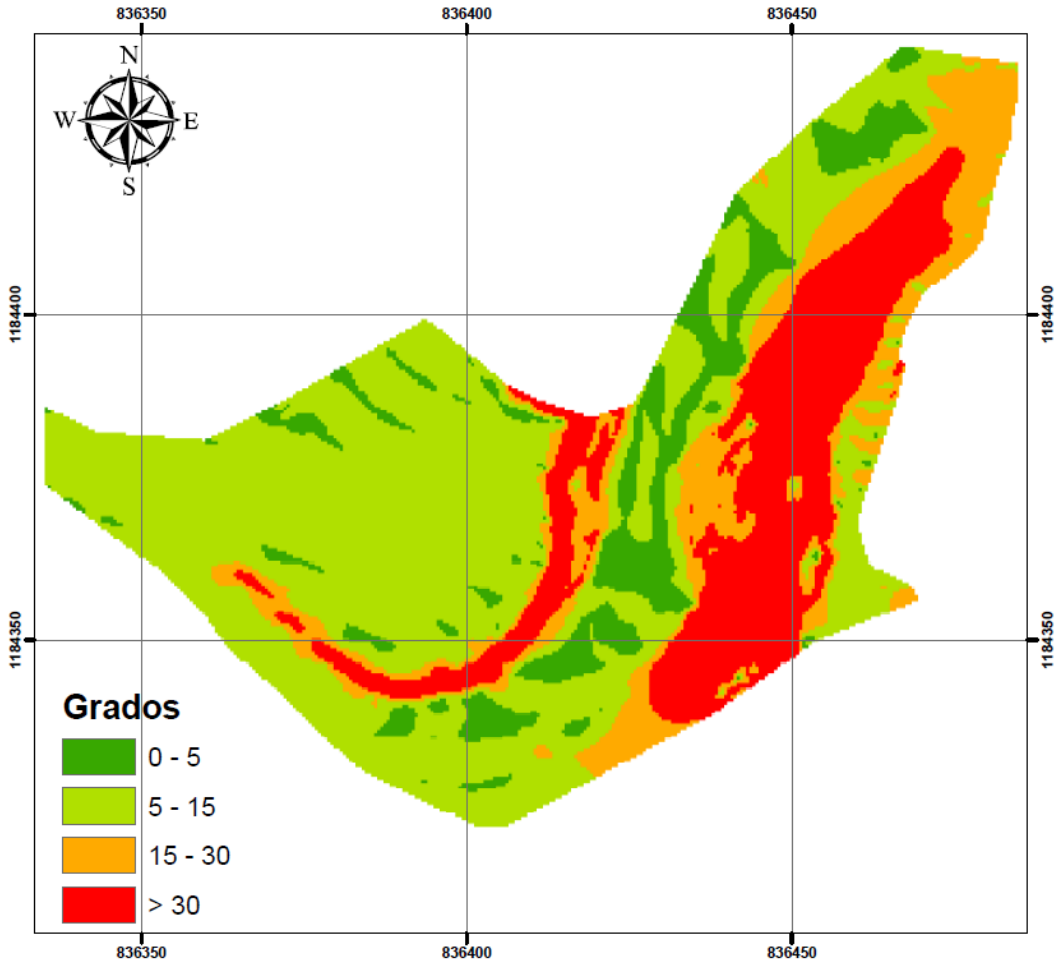


Figura 25. Mapa de pendientes de la zona de estudio

En el cuerpo del proceso se presenta una serie de grietas, algunas de las cuales han dado origen a desgarres de hasta 4.0 m de largo, 0.1 m de abertura y 0.5 m de alto. Además, se observó erosión superficial que ha avanzado y formado surcos sobre el material suelto (depósito de deslizamientos). En la Figura 26 y en la Figura 27, se muestran las condiciones actuales de este fenómeno.

Actualmente, este fenómeno se presenta de forma activa, y en conjunto con la saturación del material y la actividad antrópica en la zona, han generado las condiciones de inestabilidad del terreno y posterior desprendimiento del material. Se detectaron discontinuidades heredadas de la roca parental en el saprolito de la Dunita de Medellín, pero no se consideran relacionadas con el proceso morfodinámico principal.

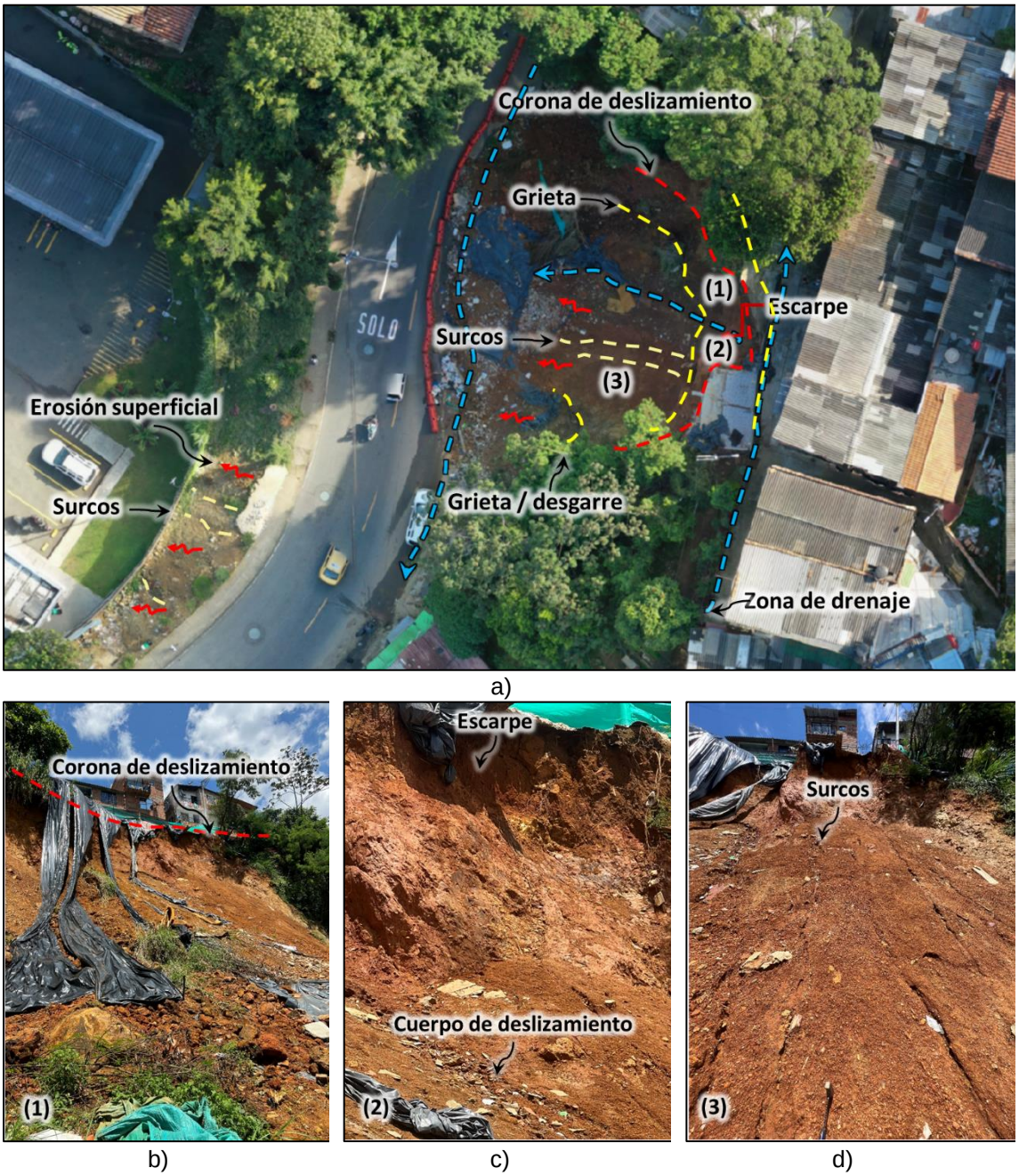


Figura 26. Morfodinámica general sitio de estudio a) Panorámica; b); c) y d) Vista frontal deslizamiento



a) b) c)

Figura 27. Afectación de la infraestructura Pata del deslizamiento; b) Grietas en cuerpo del deslizamiento; y c) Grietas en vía superior límite de corona del deslizamiento

3.4.4 Análisis multitemporal

Para la elaboración de este análisis, se utilizaron imágenes satelitales obtenidas de Google Earth. En la Tabla 2 se listan los insumos empleados, organizados de acuerdo con la fecha que representan y la fuente del recurso.

Tabla 2. Insumos utilizados en el análisis multitemporal

Tipo	Año	Fuente
Imagen satelital	2005	Google Earth
Imagen satelital	2008	Google Earth
Imagen satelital	2011	Google Earth
Imagen satelital	2013	Google Earth
Imagen satelital	2014	Google Earth
Imagen satelital	2015	Google Earth
Imagen satelital	2018	Google Earth
Imagen satelital	2019	Google Earth

Tabla 2. Insumos utilizados en el análisis multitemporal

Tipo	Año	Fuente
Imagen satelital	2020	Google Earth
Imagen satelital	2022	Google Earth

El análisis multitemporal a partir de imágenes satelitales permite reconocer las modificaciones del paisaje y la acción de fenómenos naturales y antrópicos de un área a lo largo del tiempo, aunque vale la pena aclarar que la identificación de cambios en la superficie depende, en gran medida, de la resolución y calidad de la imagen satelital, así como del nivel de detalle que se requiera para el estudio en cuestión. Este análisis se considera, entonces, en una herramienta útil para la comprensión del origen de la problemática que se presenta sobre la margen sureste de la carrera 44 a la altura de la Estación de servicio “La 45 Terpel Palos Verdes”, en el municipio de Medellín. Se hace énfasis en el reconocimiento de la dinámica de la quebrada El Ahorcado, las intervenciones antrópicas, la actividad de procesos morfodinámicos naturales y la identificación de evidencias de inestabilidad en el área.

En la Figura 28, se muestran las convenciones utilizadas para demarcar los elementos observados en el análisis multitemporal.



Figura 28. Convenciones en análisis multitemporal

Se verá que en las imágenes analizadas se marca la ubicación de la cancha La López y la estación de servicio “La 45 Terpel Palos Verdes”, con el objetivo de evidenciar con facilidad la dinámica del paisaje alrededor del sitio crítico.

Se debe tener en cuenta que el área de análisis multitemporal, se localiza en la parte baja de la cuenca hidrográfica de la quebrada El Ahorcado. En esta zona, la quebrada fluye preferencialmente en dirección de este a oeste, hacia el río Medellín, presenta tramos rectilíneos y una curva marcada hacia el noreste, antes

de llegar a la estación de servicio mencionada. Actualmente, en el área de estudio, este drenaje se encuentra canalizado entre la parte alta de las viviendas del barrio Manrique central N°1 en el sector Palos Verdes y la estación “Palos Verdes” del Metroplús.

Por otro lado, se tiene que el paisaje alrededor del sitio crítico se encuentra modificado antrópicamente por la realización de cortes y llenos, la presencia de vías, viviendas, canchas etc. Se diferencia con claridad la geoforma convexa alargada correspondiente a la superficie aluvial-aluviotorrencial por la cual fluye la quebrada El Ahorcado, así como la ubicación de viviendas sobre ambas márgenes de la calle 66, el cruce de la carrera 44, la estación de servicio “La 45 Terpel Palos Verdes” y el cruce del Metroplús, en medio de la superficie aluvial-aluviotrorrencial, cortando el paso natural de la quebrada El Ahorcado.

Finalmente, el sitio crítico se localiza sobre un flanco de colina de alta pendiente, modelada en depósitos de flujo de lodos y/o escombros (maduros) y sobre el perfil de meteorización de la unidad in situ denominada Dunita de Medellín.

3.4.4.1 Año 2005

En general, en el área de interés para el año 2005 (Figura 29), se observa un tejido urbano denso y zonas con una cobertura vegetal arbórea, concentradas en cercanías al cauce de la quebrada El Ahorcado. También se aprecian dos intervenciones antrópicas recientes, algunos procesos de erosión superficial al noreste del sitio crítico y un corto camino de herradura desde la carrera 44 hacia la parte alta del sitio crítico. Para este año, la quebrada El Ahorcado fluye sobre su cauce natural aguas abajo de la carrera 43, bordeando el lomo en donde se ubica la cancha La López, bordeando las viviendas que limitan la calle 66, pasa en obra de cruce la carrera 44, la estación de servicio y la carrera 45 para continuar en cauce natural aguas abajo de la carrera 45. En el sitio donde se encuentra la inestabilidad en estudio, no se observan intervenciones, se tiene cobertura vegetal espesa y continua.

3.4.4.2 Año 2008

Para el año 2008 (Figura 30), se aprecia una intervención antrópica mayor, entre la calle 66 y la carrera 45 y sobre parte del cauce de la quebrada El Ahorcado, además de la localización de nuevas viviendas hacia la parte alta del sitio crítico, las cuales tienen acceso desde la carrera 44 por un corto camino de herradura. No se observa inestabilidad en la zona de estudio, pero sí se observa que ha disminuido la densidad de vegetación y resaltan unos individuos arbóreos de mayor tamaño.



Figura 29. Imagen satelital de Google Earth con el área de análisis en el año 2005

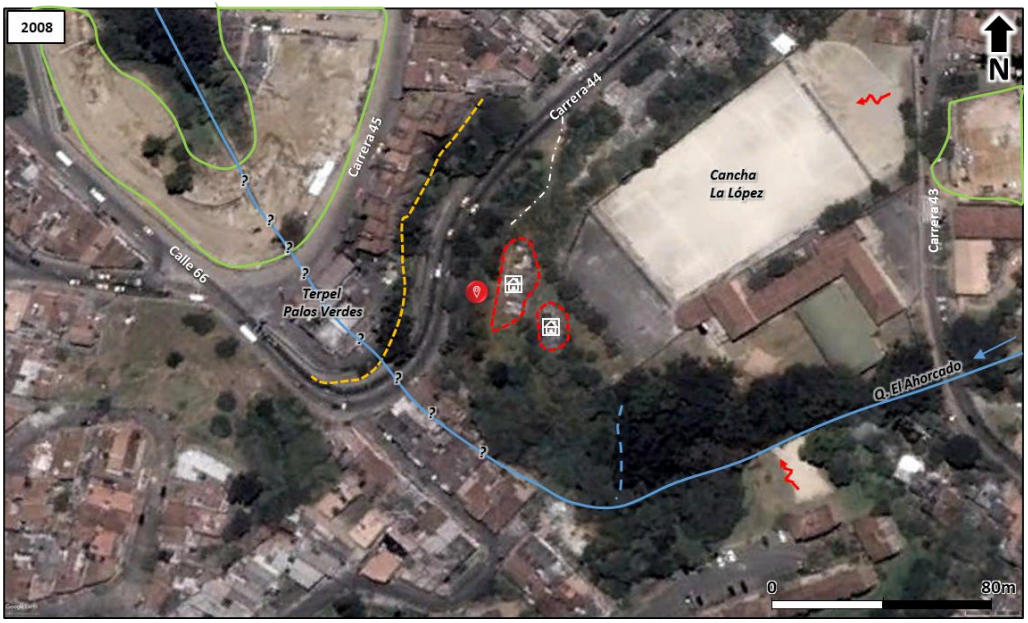


Figura 30. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2008

3.4.4.3 Año 2011

En el año 2011 (Figura 31), se observa la aparición de la estación y los carriles del Metroplús en el área de intervención antrópica identificada en 2008, el notorio crecimiento urbanístico de viviendas al suroeste de la cancha La López hacia la

carrera 44 y la quebrada El Ahorcado y el inicio de intervenciones antrópicas al sureste de la carrera 44 en cercanías al camino de acceso a las viviendas mencionadas. Las condiciones en el talud de la instabilidad actual no son diferentes a las observadas en el año 2008.

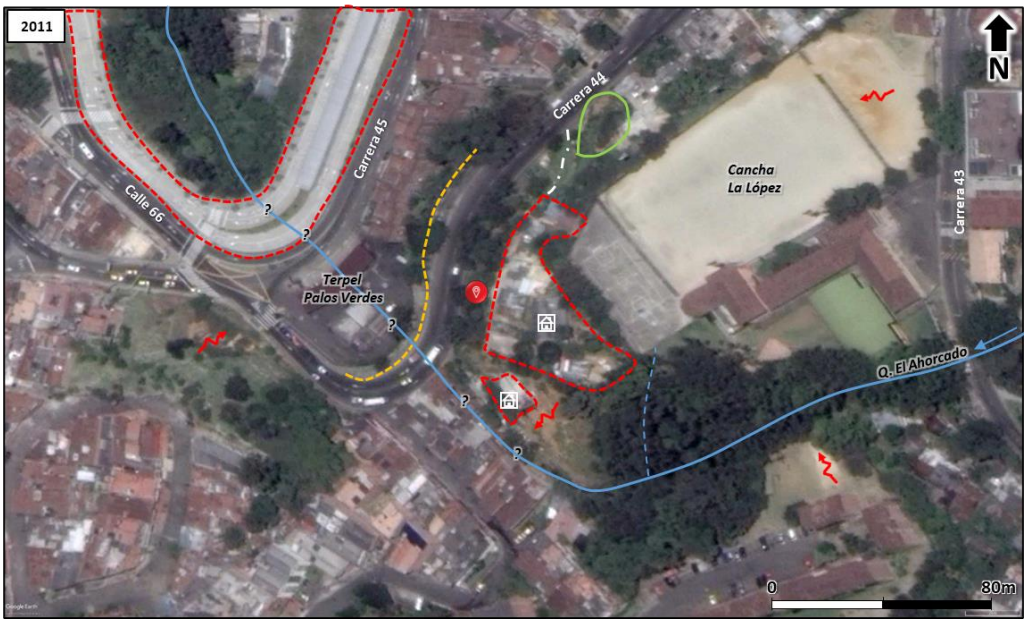


Figura 31. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2011

3.4.4.4 Años 2013 y 2014

Este crecimiento urbanístico continúa para el año 2013 y 2014 (Figura 32 y Figura 33), donde se distinguen nuevas viviendas construidas y la apertura de una mejor vía de acceso a éstas desde la carrera 44. La extensión de estas viviendas corta la cabecera de un drenaje intermitente afluente de la quebrada El Ahorcado, ubicado hacia el sur de la esquina souroeste de la cancha La López y que se ha observado constante desde las imágenes del 2005. Las condiciones en el talud de la instabilidad actual no son diferentes a las observadas en el año 2008. Se nota un poco más la homogeneidad de los arbustos en cuanto a tamaño, cubriendo la zona.

3.4.4.5 Años 2015 y 2018

En el año 2015 (Figura 34), no se presentan variaciones en el paisaje con respecto a los años anteriormente analizados. Para el año 2018 (Figura 35), se sigue observando la aparición de nuevas viviendas en cercanías al sitio del deslizamiento y sobre la margen derecha de la quebrada El Ahorcado. Las condiciones en el talud de la instabilidad actual no son diferentes a las observadas en el 2013 y en el 2014. Sin embargo, en el 2018 se nota que se interviene el límite norte dejando una franja más corta vegetada.



Figura 32. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2013



Figura 33. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2014



Figura 34. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2015



Figura 35. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2018

3.4.4.6 Años 2019 y 2020

En el año 2019 (Figura 36), se aprecia la realización de intervenciones para la construcción sobre la margen izquierda del inicio de la vía de acceso hacia las viviendas que se encuentran al suroeste de la cancha La López. Posteriormente, en 2020 (Figura 37), se muestra la construcción realizada. En general, para estos

dos años no se observan otras modificaciones notorias sobre el paisaje. Las condiciones en el talud de la instabilidad actual no son diferentes a las observadas en el 2018.



Figura 36. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2019



Figura 37. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2020

3.4.4.7 Año 2021

En el año 2021 (Figura 38), se identifica el inicio de una intervención tipo corte antrópico en la parte baja del talud donde se presentó la inestabilidad, con el cual se generó una zona plana, en la cual se implantó un lavadero.

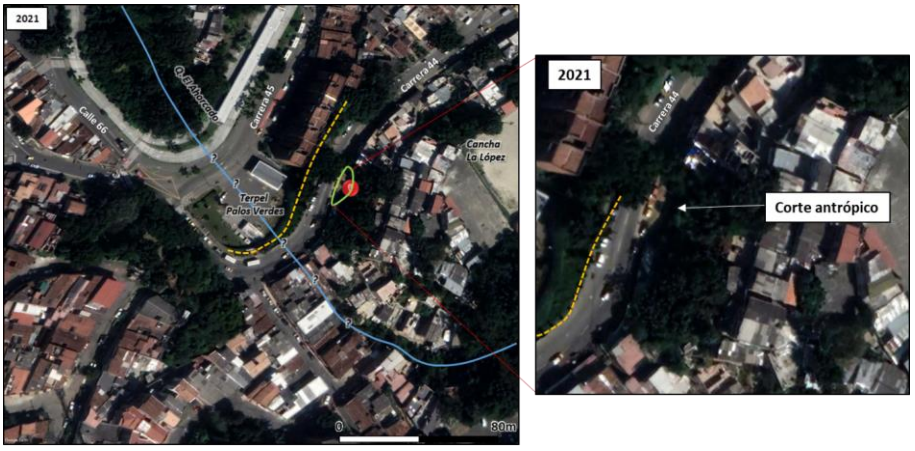


Figura 38. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2021

3.4.4.8 Año 2022

La Figura 39, representa las características del área de estudio para el mes de marzo de 2022, fecha previa a la ocurrencia del evento de remoción en masa, pudiéndose identificar que la intervención de la parte baja de la ladera ya está terminada.



Figura 39. Imagen satelital de Google Earth en el área de análisis en el año 2022

En la Figura 40, se evidencian las dimensiones del proceso morfodinámico y el área afectada por el mismo.



Figura 40. Ortomosaico en el área de análisis en el año 2022

3.4.5 Diagnóstico de la morfodinámica

El análisis multitemporal permitió identificar el crecimiento urbanístico que se ha presentado desde el año 2005 en los alrededores del deslizamiento ocurrido en el mes de junio de 2022, así como la alteración en el cauce de la quebrada El Ahorcado y la disposición de nuevas viviendas sobre la superficie aluvial-aluviotorrencial de la misma.

En general, el análisis en el área, con imágenes satelitales de Google Earth, no permitió identificar procesos morfodinámicos importantes o cicatrices que indiquen una alta dinámica natural en la zona, aunque se deben tener en cuenta los

procesos de socavación identificados en los recorridos de campo y lo evidenciado en el análisis de la cartografía básica antigua.

En cuanto al evento en estudio, se puede entender desde el análisis multitemporal que la ladera en donde ocurrió empezó a ser intervenida en la parte alta con la construcción de viviendas y vías, dando lugar a la reducción de áreas en terreno natural con cobertura vegetal y por ende a cambios en el régimen de infiltraciones y uso del suelo, sin que se evidenciara ocurrencia de procesos en el tiempo analizado hasta antes de la intervención en la parte baja del talud.

Sobre la quebrada El Ahorcado, el área de estudio se localiza en la parte baja de la cuenca hidrográfica de dicho drenaje, donde fluye preferencialmente en dirección de este a oeste, hacia el río Medellín, presentando tramos rectilíneos y una curva marcada hacia el noreste, antes de llegar a la estación de servicio mencionada. Actualmente, en el área de estudio, este drenaje se encuentra canalizado entre la parte alta de las viviendas del barrio Manrique central N°1 en el sector Palos Verdes y la estación Palos Verdes del Metroplús. Se tiene la particularidad de que mientras que en el año 2005 había una vegetal arbórea, concentrada en cercanías del cauce, desde el año 2008 se dio una intervención antrópica consistente en la construcción de nuevas viviendas sobre la margen derecha de la quebrada, algunas de las cuales cortaron la cabecera de un drenaje intermitente afluente de la quebrada El Ahorcado, ubicado hacia el sur de la esquina suroeste de la cancha La López y observado constante desde las imágenes del 2005. Se considera que el proceso morfodinámico y la dinámica de la quebrada son independientes, no habiendo pronunciamiento sobre posible influencia de la canalización de la quebrada en posibles dinámicas del flujo, toda vez que esto está fuera del alcance de este estudio.

4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

4.1 PROGRAMAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Durante la etapa de exploración directa, por medio de perforaciones y apiques, se recuperaron muestras alteradas e inalteradas a diferentes profundidades. Las muestras alteradas más representativas fueron destinadas a los ensayos de clasificación, que incluyen ensayos de humedad natural (Norma ASTM D2216), límites de consistencia, también denominados límites de Atterberg (Norma ASTM D4318), granulometría por tamizado con lavado sobre la malla 200 (Norma ASTM D422), gravedad específica (ASTM D854), límites de contracción (ASTM D-427) y granulometría por doble hidrómetro (Norma ASTM 4221). Sobre las muestras inalteradas, se programaron ensayos de corte directo del tipo consolidado drenado (Norma ASTM D3080), ensayo triaxial del tipo consolidado no drenado (Norma ASTM D4767-11) y ensayos de dispersión tipo Crumb (ASTM-D6572 y USBR 2400-89).

Todos estos ensayos se realizaron con el objeto de llevar a cabo la debida caracterización de los geomateriales del sitio en estudio. Se pretende establecer los parámetros de resistencia al corte, que servirán como insumo para los análisis de estabilidad. Por otro lado, se busca determinar parámetros de deformabilidad, necesarios para los análisis de tipo esfuerzo vs. deformación. Por último, se pretende evaluar características de los denominados suelos especiales, en este caso se trata del grado de dispersión de los suelos.

Como anexo se muestran en detalle los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados, mientras que en la Tabla 3 se presenta la recopilación de los ensayos realizados.

Tabla 3. Recopilación de los ensayos de laboratorio realizados

Ensayo	Muestra	Profundidad	Unidad geológica
Clasificación (Granulometría por tamizado con lavado sobre malla 200, límites de Atterberg u humedad natural)	P1-M2	1.0 – 1.5	Depósito de flujo de lodos y/o escombros
	P1-M4	3.0 – 3.5	
	P1-M6	5.0 – 5.5	

Tabla 3. Recopilación de los ensayos de laboratorio realizados

Ensayo	Muestra	Profundidad	Unidad geológica
Clasificación (Granulometría por tamizado con lavado sobre malla 200, límites de Atterberg u humedad natural)	P1-M7	6.0 – 6.5	Horizonte IB Dunita
	P1-M8	7.0 – 7.5	
	P1-M10	9.0 – 9.5	
	P1-M11	10.0 – 10.5	
	P1-M12	11.0 – 11.5	Horizonte IC Dunita
	P1-M14	13.0 – 13.5	
	P1-M15	14.0 – 14.5	
Gravedad específica y dispersión tipo Crumb	P1-M9	8.0 - 8.5	Horizonte IB Dunita
	P1-M13	12.0 - 12.5	Horizonte IC Dunita
Granulometría por doble hidrómetro y límites de contracción	P1-M8	7.0 - 7.5	Horizonte IB Dunita
	P1-M12	11.0 - 11.5	Horizonte IC Dunita
Corte directo consolidado drenado	P1-M5	4.0 - 4.5	Depósito de flujo de lodos y/o escombros
	P1-M9	8.0 - 8.5	Horizonte IB Dunita
Triaxial consolidado no drenado	AP1-M1 (Tomada del escarpe)	6.0 - 6.5	Horizonte IB Dunita

4.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

4.2.1 Ensayos de clasificación

En la Tabla 4 se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio efectuados, indicándose el sondeo al cual corresponden las muestras ensayadas, además de la profundidad a la cual fue extraída la muestra. Se presenta también, el origen

del material de acuerdo con la evaluación geológica detallada que se hizo de las muestras recuperadas.

Tabla 4. Resumen de los ensayos de clasificación

Muestra	Profundidad [m]	Unidad	w [%]	LL	LP	IP	IC	% Gravas	% Arenas	% Finos	USCS
P1-M2	01.0 - 01.5	Depósito de flujo de lodos y/o escombros	38.7	82	37	45	0.96	1.0	10.0	88.8	MH
P1-M4	03.0 - 03.5		41.2	90	38	52	0.94	7.0	35.0	57.5	CH
P1-M6	05.0 - 05.5		52.4	104	49	55	0.94	3.0	18.0	79.5	MH
P1-M7	06.0 - 06.5	Horizonte IB de Dunita	56.6	113	53	60	0.94	2.0	16.0	82.2	MH
P1-M8	07.0 - 07.5		73.0	127	53	74	0.73	0.0	2.0	97.6	MH
P1-M10	09.0 - 09.5		99.1	128	45	83	0.34	0.0	4.0	95.9	CH
P1-M11	10.0 - 10.5		87.9	127	47	80	0.49	0.0	4.0	95.8	CH
P1-M12	11.0 - 11.5	Horizonte IC de Dunita	69.6	106	41	65	0.56	3.0	13.0	83.6	CH
P1-M14	13.0 - 13.5		31.0	90	37	53	1.11	24.0	30.0	46.5	CH
P1-M15	14.0 - 14.5		36.5	83	36	47	0.99	10.0	37.0	52.5	CH

Para análisis, en la Figura 41 se grafican los valores de los límites de consistencia en la carta de plasticidad de Casagrande, agrupados de acuerdo con el origen de los materiales. Por otro lado, en la Figura 42 se comparan las humedades de las muestras con los límites de Atterberg y en la Figura 43 se presenta la variación de los porcentajes de gravas, arenas y finos con la profundidad.

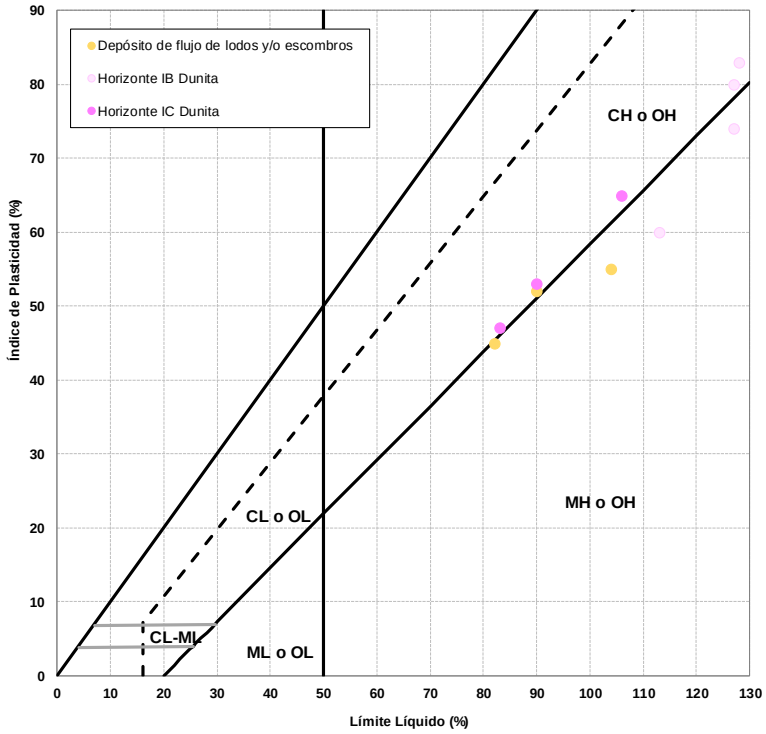


Figura 41. Límites de consistencia sobre la carta de plasticidad de Casagrande

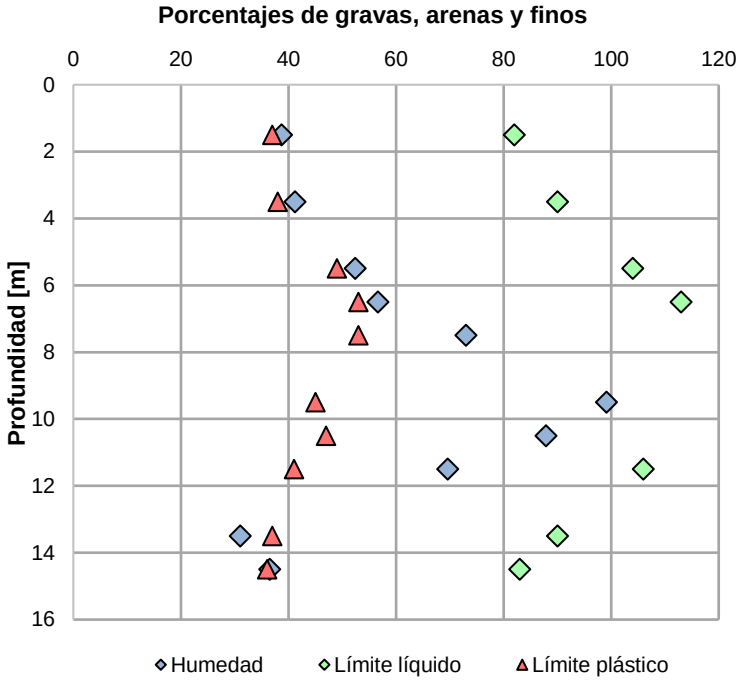


Figura 42. Comparación de la humedad con los límites de Atterberg

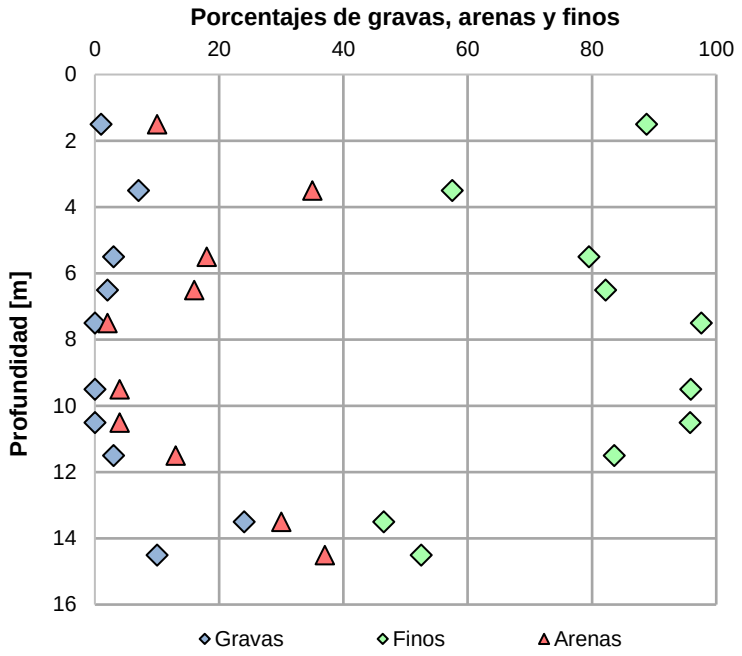


Figura 43. Comparación de la granulométrica de los suelos

De esta manera, por material, se pueden hacer las anotaciones que se presentan a continuación:

- De acuerdo con la descripción geológica, se tiene en superficie un **depósito de vertiente tipo flujo de lodos y/o escombros**, suprayaciendo el perfil de meteorización de la unidad geológica Dunita, específicamente los horizontes IB y IC de acuerdo con Deere & Patton (1971). Los suelos de esta unidad clasifican como finogranulares de alta plasticidad, con un porcentaje medio de finos de 75%, seguido de 21% de arenas y con una presencia baja de gravas de alrededor del 4%. Respecto a la plasticidad, en todas las muestras estudiadas se obtuvieron límites líquidos muy por encima del 50%, con un promedio de 92% y un límite plástico medio de 41%. Se trata del estrato menos plástico de entre los evaluados, aunque siguen siendo límites líquidos e índices de plasticidad muy altos. Los índices de consistencia son cercanos a la unidad, típicos de materiales de consistencia media.
- Subyaciendo al depósito de vertiente, se encuentra el **horizonte IB de la Dunita**, un material con un marcado aumento de la fracción fina respecto al estrato anterior, alcanzando un porcentaje medio de finos de 93%, lo que se traduce en un porcentaje de arenas de 7% y la desaparición de las gravas. Al igual que con el estrato anterior, las muestras clasifican entre limos y arcillas de alta plasticidad. Respecto a la plasticidad de la fracción fina, se tiene también aumento en los límites de Atterberg del suelo, siendo el estrato con

mayor plasticidad de entre los evaluados, con un límite líquido medio de 124% y un límite plástico de 50%. Los índices de consistencia son muy bajos, variables entre 0.34 y 0.93, indicativos de materiales de consistencia blanda.

- Por otra parte, para el **horizonte IC de la Dunita**, se tiene un suelo con una disminución de la fracción fina, esto luego de presentar un porcentaje de finos medio de 61% y de gruesos de 39% (27% de arenas y 12% de gravas), por lo que en la clasificación unificada la mitad de las muestras se clasifican como arcillas de alta plasticidad. En este estrato, la plasticidad es similar a la del depósito de vertiente, con un límite líquido medio de 93% y uno plástico de 38%. Los índices de consistencia son altos, indicativos de materiales de consistencia incluso dura.

4.2.2 Ensayos de gravedad específica

En la Tabla 5 se presentan los resultados de gravedad específica de los suelos, pudiéndose observar que se obtienen valores altos, considerando el rango de valores típicos para suelos fino granulares que va de 2.68 a 2.80 (Márquez, 1983).

Tabla 5. Resumen de resultados gravedad específica

Muestra	Profundidad [m]	Material	Gs
P1-M9	08.0 - 08.5	Horizonte IB Dunita	2.89
P1-M13	12.0 - 12.5	Horizonte IC Dunita	2.95

4.2.3 Ensayos de dispersión

El ensayo de Crumb, es un método simple y rápido para la identificación de suelos dispersivos, que consiste en la observación de la reacción de un terrón de suelo ante la presencia de agua. El grado de dispersión del suelo es función de la turbiedad del agua luego de disolverse el terrón de suelo. Se debe tener en cuenta que el ensayo es bastante preciso en indicar cuando un suelo es dispersivo, pero no es tan confiable para indicar cuando no lo es. De acuerdo con la norma ASTM-D6572, se pueden clasificar los materiales de acuerdo con su grado de dispersión en cuatro categorías:

Grado 1 (No dispersivo)

El material puede desmoronarse y esparcirse en el fondo del cubilete en amontonamiento plano, sin ningún signo de agua nublada causada por coloidales en suspensión, pudiendo, incluso, conservarse en el terrón original.

Grado 2 (Intermedio)

Simple insinuación de nubosidad en agua en la superficie del terrón. Se da desmoronamiento, mas no se presentan sólidos en suspensión.

Grado 3 (Dispersivo)

Nubosidad de coloides con diámetro de hasta 10.0 mm, fácilmente reconocible en suspensión. Usualmente diseminado en trazas delgadas en el fondo del recipiente.

Grado 4 (Altamente dispersivo)

Nubosidad coloidal cubre casi la totalidad del fondo del recipiente, usualmente en una superficie muy delgada. En casos extremos, se observa turbiedad en toda el agua.

En la Tabla 6, se presentan los resultados de los ensayos Crumb, que son principalmente cualitativos. Se puede observar que el material del sitio presenta un grado de dispersión bajo, es decir, se tienen suelos sin carácter dispersivo.

Tabla 6. Resumen de ensayo de dispersión tipo Crumb

Muestra	Profundidad [m]	Material	w_n [%]	Grado de dispersión
P1-M9	8.0 - 8.5	Horizonte IB Dunita	82.3	1
P1-M13	12.0 - 12.5	Horizonte IC Dunita	71.4	1

4.2.4 Ensayos de corte directo consolidado drenado

Para determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, se realizaron dos ensayos de corte directo bajo la modalidad consolidado drenado, los cuales fueron ejecutados sobre dos muestras inalteradas recuperadas en la perforación P1. Téngase en cuenta que el ensayo de corte directo se realiza para condiciones de esfuerzo definidas a partir de la carga que actualmente soporta el material y a la que eventualmente podría estar sometido. Por su carácter consolidado drenado, permite obtener parámetros de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos.

En la Tabla 7 se presenta el resumen de los resultados de dicho ensayo con los parámetros de resistencia al corte obtenidos de éste.

Tabla 7. Resumen de resultados ensayo de corte directo

Muestra	Profundidad [m]	Material	γ_h [kN/m^3]	w [%]	c' [kPa]	ϕ' [°]	e_0	σ [kPa]	τ [kPa]
P1-M5	4.0 - 4.5	Qf/e	15.1	49.1	46	16	1.77	45	59
								90	71
								180	98
P1-M9	8.0 - 8.5	Hz IB Dunita	15.1	63.3	10	20	2.07	80	34
								160	78
								320	125

En la Figura 44 y en la Figura 45, se presentan los pares coordenados de esfuerzo normal y el esfuerzo cortante, junto con la envolvente de falla, obtenidos sobre las muestras ensayadas.

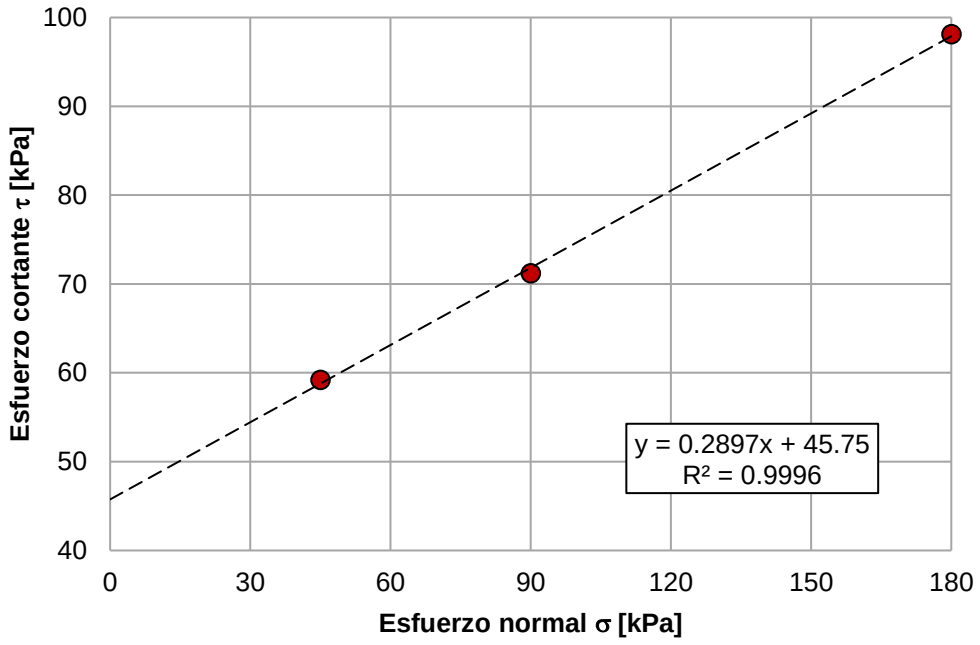


Figura 44. Envolvente de resistencia P1-M5 en flujo de lodos y/o escombros

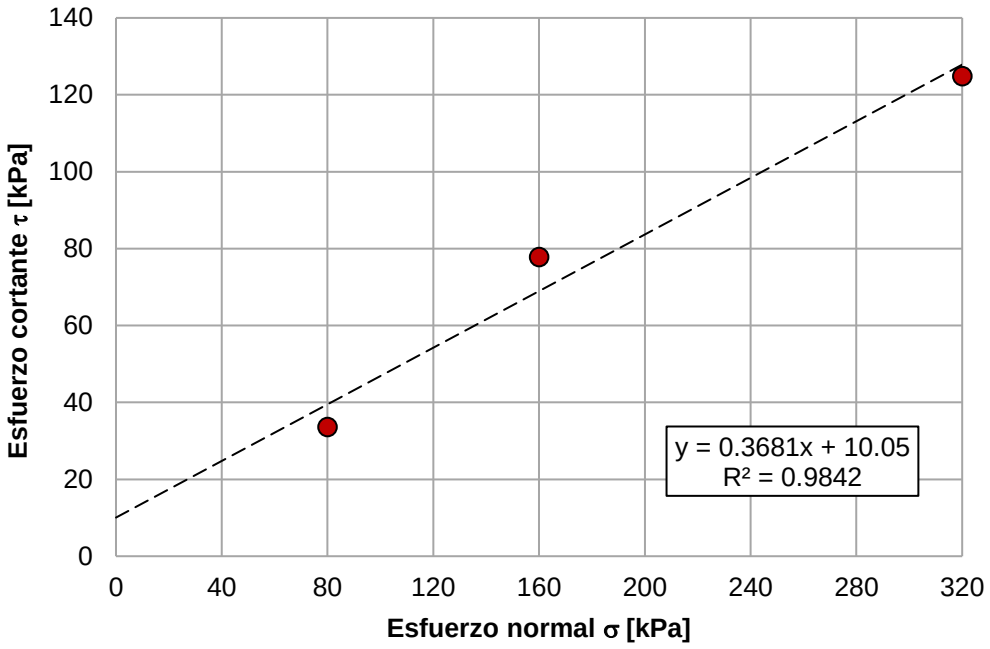


Figura 45. Envolvente de resistencia P1-M9 en horizonte IB de Dunita

De los resultados anteriores, se tienen valores con variaciones altas, especialmente en términos de cohesión, posiblemente debido a las diferencias en la plasticidad de los suelos, pues fueron evaluadas limos y arcillas de alta plasticidad, cada material a una profundidad diferente y, por ende, con condiciones de confinamiento distintas.

4.2.5 Ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado

En este tipo de prueba, la muestra se consolida bajo la presión hidrostática, de manera que se tiene que el esfuerzo de confinamiento será efectivo. Luego de esto, la muestra se lleva a la falla de manera rápida, no permitiendo una consolidación adicional de la muestra. La ventaja de este ensayo es la obtención de parámetros tanto en términos de esfuerzos totales como efectivos. En este caso, el ensayo se efectuó sobre dos especímenes del depósito de vertiente, no pudiendo ser fallado un tercero espécimen, esto debido a que las muestras recuperadas se dañaban al ser moldeadas.

En primer lugar, en la Tabla 8 se presentan las variables de estado iniciales, de modo que pude observarse que los especímenes presentan valores de pesos unitarios relativamente bajos, de 16.6 kN/m³ para el espécimen A y de 16.4 kN/m³ para el espécimen B.

Tabla 8. Resultados del ensayo triaxial consolidado no drenado

Parámetro	Espécimen A	Espécimen B
Humedad [%]	46.4	47.2
γ_h [kN/m^3]	16.6	16.4
γ_d [kN/m^3]	11.3	11.2
e_0	1.58	1.62
Saturación inicial [%]	87.4	86.8
σ_3 en falla [kPa]	125.0	500.0
σ_1 en falla [kPa]	306.6	964.7

En la Figura 46, se presentan las curvas de esfuerzo desviador y presión de poros versus la deformación unitaria axial. Se puede observar que, para los dos especímenes, la falla tiende a ser del tipo dúctil, con una falla tendida y extendida en la deformación, siendo un poco más frágil el espécimen B, al que se le aplicó un esfuerzo de confinamiento de 500 kPa. Se generaron principalmente presiones de poros positivas, indicativas de materiales de naturaleza contractiva.

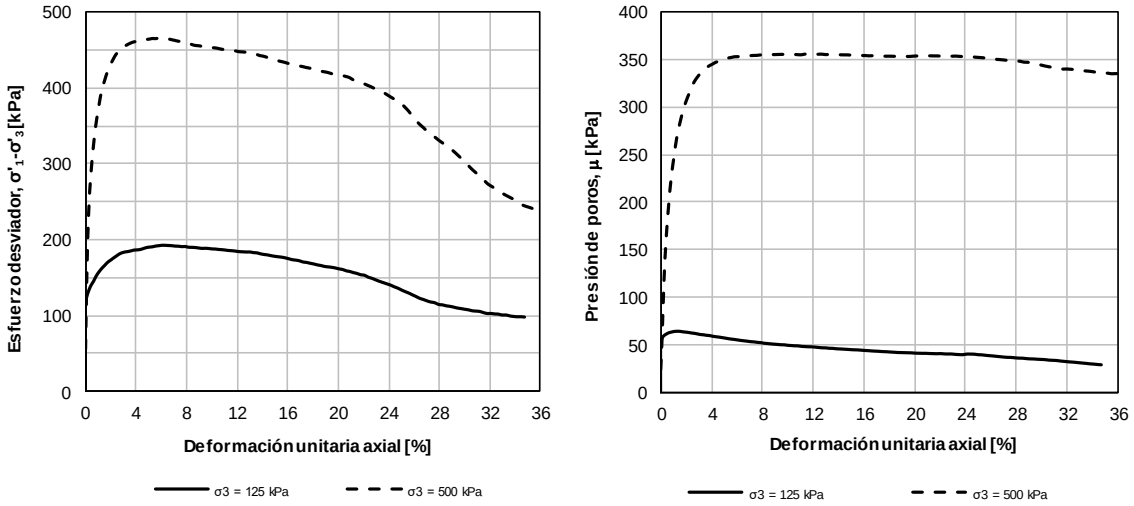


Figura 46. Relación esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial

En la Figura 47 se presentan los círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos y el trazado de la envolvente de falla siguiendo el criterio de falla de Mohr–Coulomb. Se observa que se obtiene para el horizonte IB de las Dunitas una cohesión efectiva nula y un ángulo de fricción interna efectivo de 38°. Estos valores contrastan con los del corte directo efectuado en muestras de este mismo horizonte, donde se obtuvo una cohesión efectiva de 10 kPa y un ángulo de fricción interna efectivo de 20°. Principalmente en cuanto a la cohesión efectiva, resultan más creíbles los valores medidos mediante el ensayo de corte directo, toda vez que la muestra del triaxial fue obtenida mucho más superficial, en muestra de cajón.

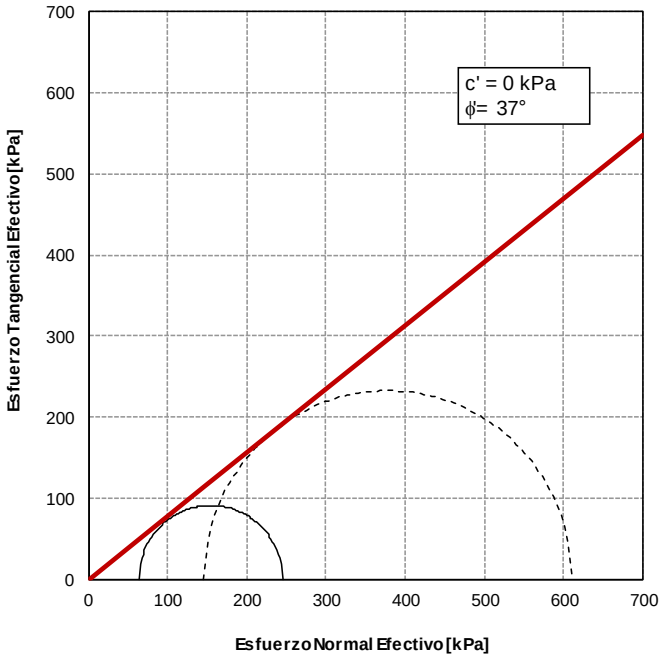


Figura 47. Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos

Ahora, en la Figura 48 se presentan los círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y el trazado de la envolvente de falla siguiendo el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Se observa que se obtiene para el horizonte IB de las Dunitas una cohesión aparente de 30 kPa y un ángulo de fricción interna aparente de 16°.

La resistencia en términos de esfuerzos totales también puede interpretarse en función de una resistencia no drenada Su variando con el nivel de confinamiento, como se muestra en la Figura 49.

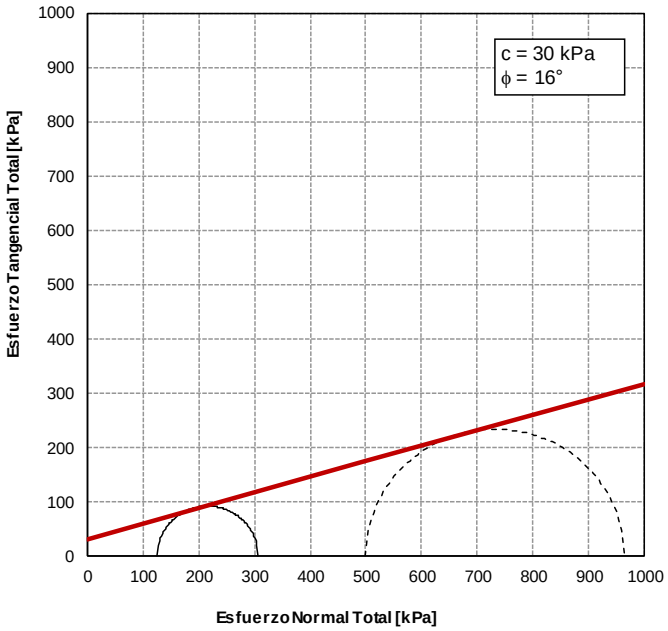


Figura 48. Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales (resistencia aparente)

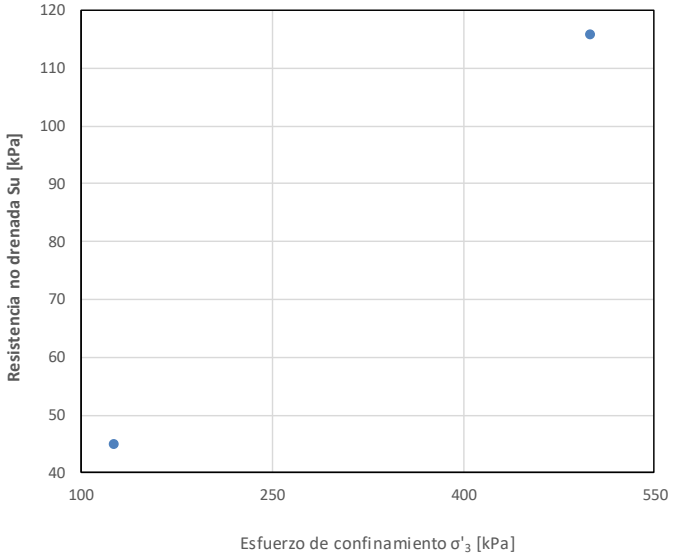


Figura 49. Resistencia no drenada Su variando con el nivel de confinamiento

Los valores de la resistencia no drenada Su, son comparables con la resistencia obtenida por medio de las correlaciones basadas en la resistencia a la penetración estándar, como se verá más adelante, lo cual permite determinar que, en el ensayo de campo, para este material, se obtuvo una respuesta no drenada. Los contenidos de finos altos de este material, como se mostró antes en este mismo documento, permiten entender este comportamiento

Con base en las curvas de esfuerzo desviador de falla vs. deformación unitario, se determinaron los módulos de elasticidad tangente inicial y secante al 50% del esfuerzo desviador de falla. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 9 para los dos especímenes.

Tabla 9. Valores de los módulos de elasticidad tangente inicial y secante

Módulo (kPa)	Espécimen A (σ_3 = 125 kPa)	Espécimen B (σ_3 = 500 kPa)
E_{tan}	37300	41650
$E_{sec(50)}$	14650	34180

4.3 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

4.3.1 Perfil estratigráfico

El ambiente geológico del sitio se definió con base en la exploración directa ejecutada (Figura 50). De acuerdo con los materiales encontrados en dicha exploración, complementada con las visitas al sitio, se determina el perfil geotécnico medio presentado en la Figura 14. De manera general, se encuentra que la unidad geológica *in situ* es la Dunita de Medellín, cubierta parcialmente por depósitos de flujo de lodos y/o escombros (depósitos de vertientes) y puntualmente por depósitos antrópicos. Respecto a los horizontes de meteorización de la Dunita, se encontraron los horizontes IB, IC y IIA de acuerdo con Deere & Patton (1971). En general, la mayoría de los suelos clasifican como limos o arcillas de alta plasticidad.

Las variaciones de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad, de las perforaciones P1 y P2, se presentan en la Figura 53 y en la Figura 54. Se puede observar que tanto el depósito de vertiente como el horizonte IB de Dunita son, materiales blandos, con menos de 20 golpes/pie, esto de acuerdo con Bowles, 1997.

El depósito de vertiente tiene un número medio de golpes de 15 golpes/pie, oscilando entre 9 y 25 golpes/pie en toda su profundidad. Por otro lado, el horizonte IB de Dunita, presenta una reducción en la dureza, descendiendo hasta una media de 11 golpes/pie con mínimos de 4 golpes/pie y máximos que no alcanzan los 20 golpes/pie. El horizonte IC de la Dunita, presenta aumentos importantes en profundidad hasta alcanzar los 39 golpes/pie, con una media de 26 golpes/pie. Finalmente, el depósito antrópico encontrado en la perforación P2, presenta un número medio de golpes de 22 golpes/pie. El Horizonte IIA debió ser explorado a rotación.

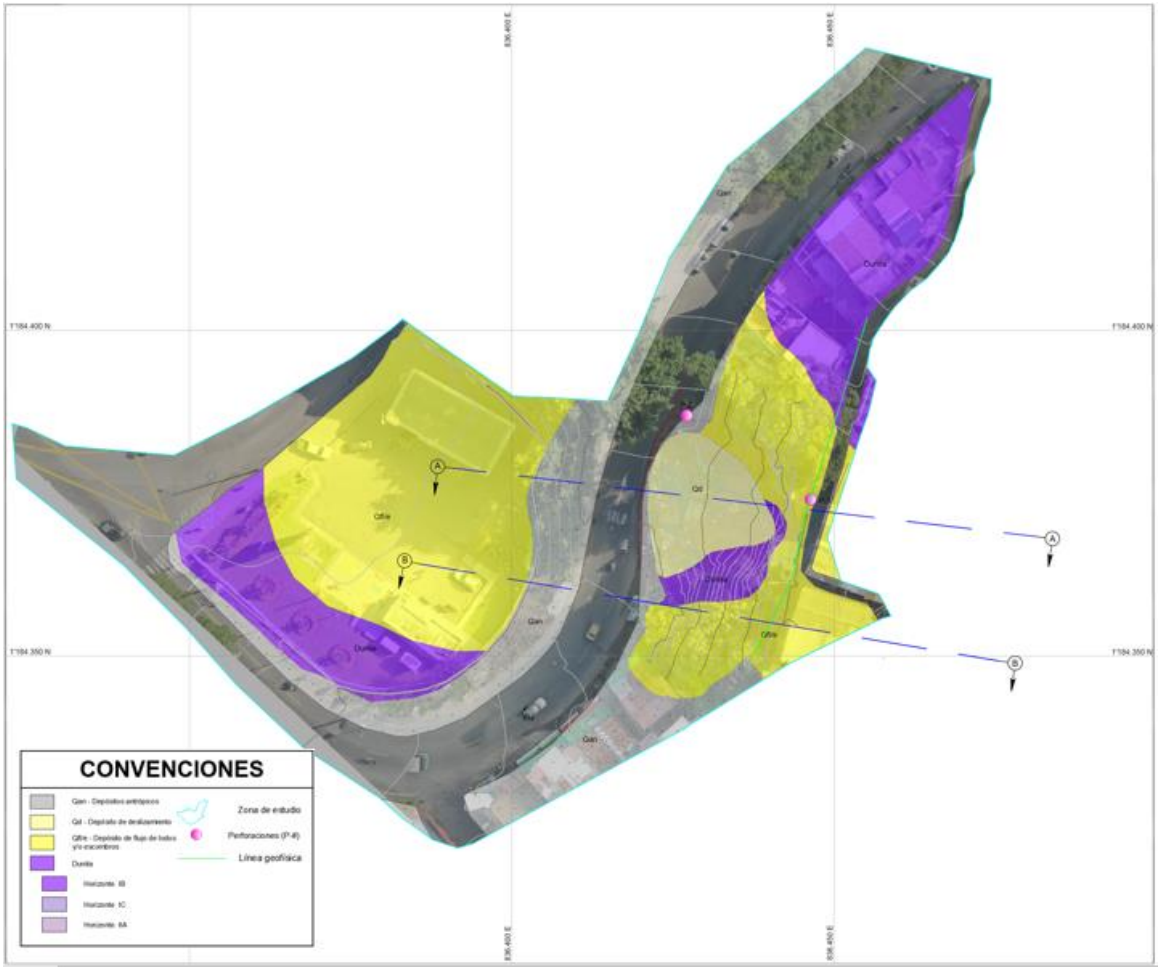


Figura 50. Localización de la exploración efectuada en el sitio crítico Palos Verdes

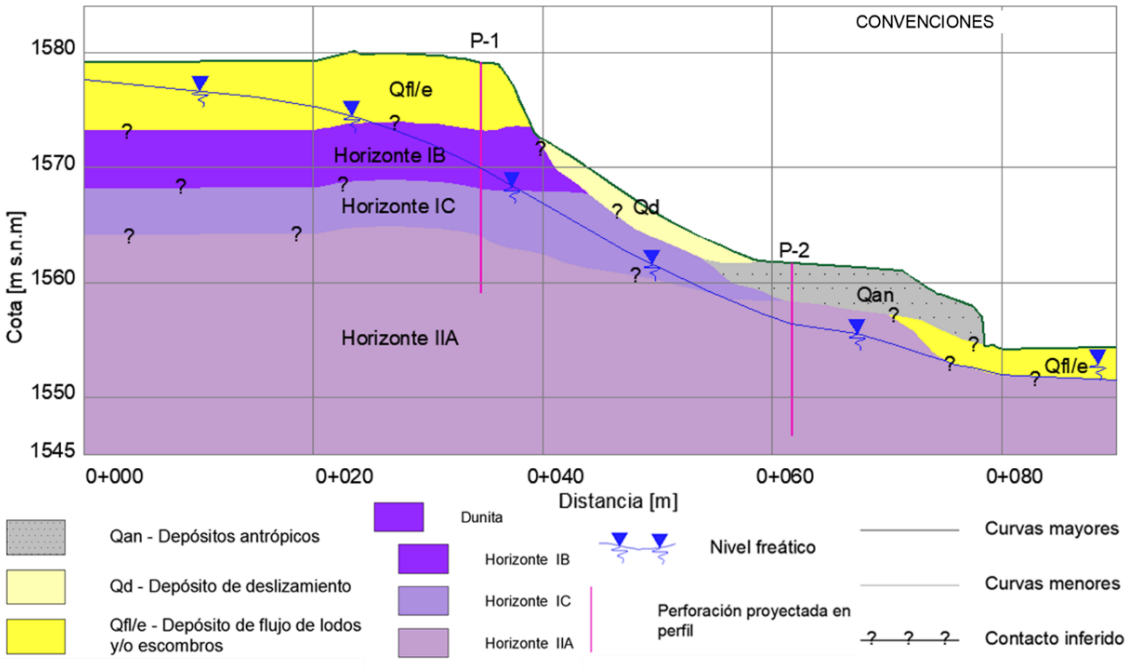


Figura 51. Sección representativa de la geología local (Sección A – A)

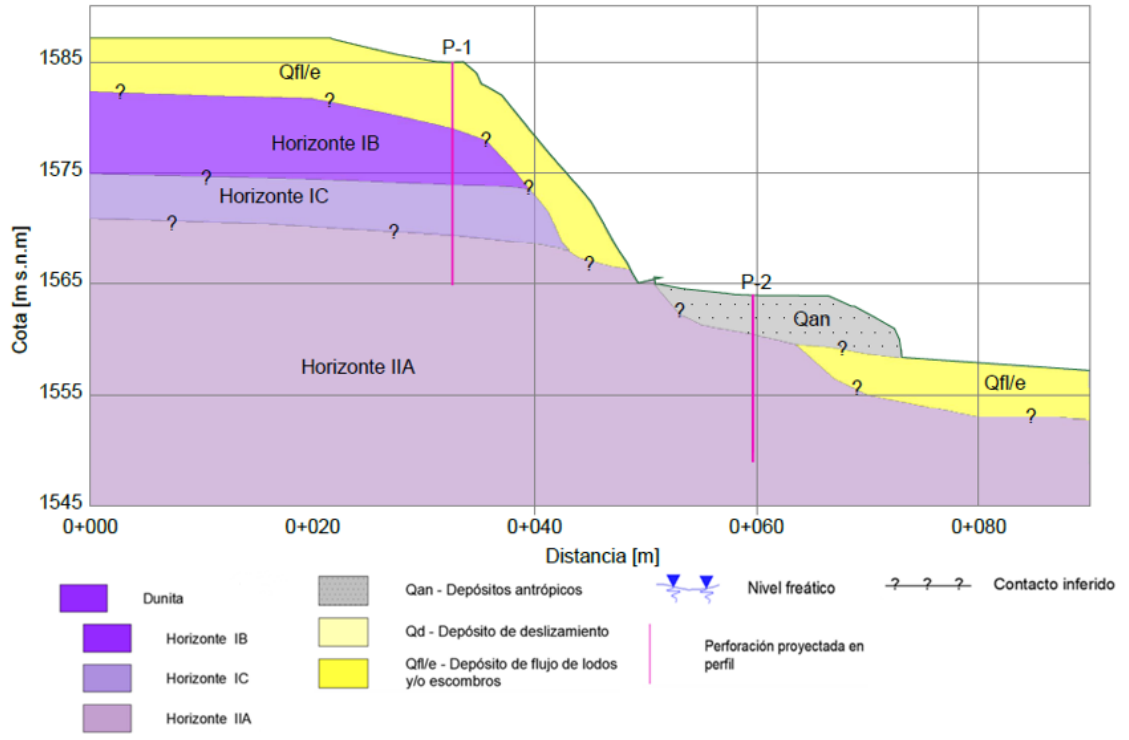


Figura 52. Sección representativa de la geología local (Sección B – B)

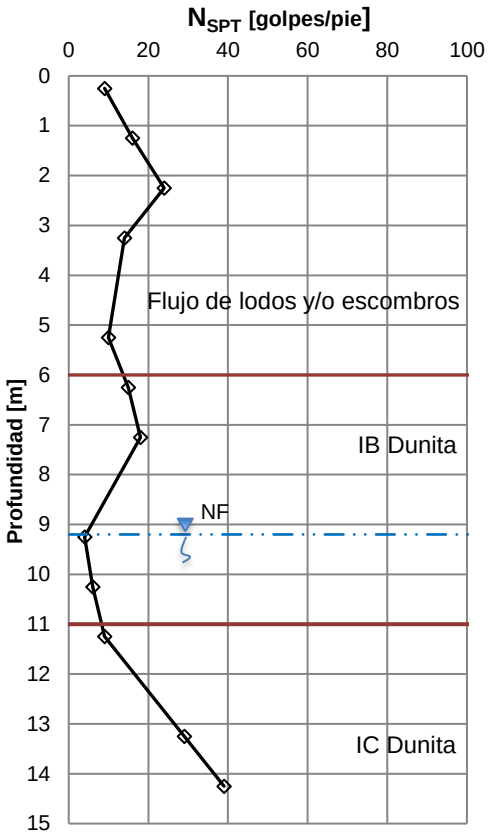


Figura 53. Variación de la resistencia N_{SPT} con la profundidad en P1

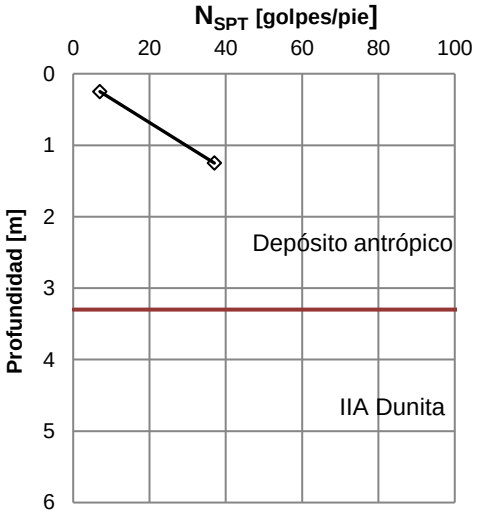


Figura 54. Variación de la resistencia N_{SPT} con la profundidad en P2

El ensayo de resistencia a la penetración estándar puede utilizarse para estimar, a partir de correlaciones, las propiedades de los materiales, tales como el módulo de elasticidad y el ángulo de fricción interna efectivo. En este caso, se utilizó la metodología de González (1999) para la estimación del ángulo de fricción interna efectivo ϕ' y la cohesión efectiva c', la cual provee valores de estos parámetros, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos.

La metodología parte del ángulo de fricción interna equivalente ϕ'_{eq}, correspondiente a un valor determinado del N_{SPT}, el cual se obtiene con la correlación clásica de Kishida. Luego, a cada valor de ϕ'_{eq}, se le calcula el esfuerzo normal efectivo σ', en función de la profundidad a la cual se haya realizado el ensayo de resistencia a la penetración estándar, para dicho valor de esfuerzo normal σ' se determina el esfuerzo de corte τ como el producto del esfuerzo normal σ' por la tangente del ángulo de fricción interna equivalente ϕ'_{eq}. Finalmente, se hace una regresión de τ contra σ' y se obtiene ϕ', teniendo en cuenta que, si en la regresión resulta que la cohesión efectiva es menor que cero, ésta se hace igual a cero. El planteamiento de Kishida se presenta en la siguiente ecuación:

$$\phi = 15 + (12.5N_{45})^{0.5}$$

Los resultados obtenidos de estas correlaciones se presentan completos como anexo del presente informe. El correspondiente resumen para cada material hallado a lo largo de la exploración se presenta en la Tabla 10. Se aclara que los parámetros presentados corresponden a los obtenidos por medio de correlaciones con una metodología específica, no a los parámetros finales del suelo.

Tabla 10. Parámetros de resistencia a partir del ensayo de resistencia a la penetración estándar

Estrato	Perforación	ϕ' Regresión [°]	c' Regresión [kPa]	ϕ' Promedio [kPa]
Depósito de vertiente	P1	23.4	02.2	26.5
Horizonte IB Dunita	P1	07.9	39.5	23.3
Horizonte IC Dunita	P1	27.1	00.0	26.7
Depósito antrópico	P2	33.7	00.0	29.0

De los resultados obtenidos, es posible concluir que, para este caso, las correlaciones no brindan información cercana a los resultados de los cortes directos, específicamente porque estas correlaciones fueron diseñadas para suelos grueso granulares tipo arenas, lo que causa una subestimación de los parámetros para estos suelos con características más cohesivas. Durante el proceso de caracterización de los materiales, se tiene en cuenta esta particularidad para no afectar los parámetros finales. Es especialmente poco coherente, el resultado de la regresión para el horizonte IB de la Dunita, con una fricción por debajo de los 10°, un valor que en condiciones efectivas no se alcanza para este tipo de suelos, asociándose estos resultados a una respuesta no drenada en el ensayo de penetración estándar.

4.3.2 Ensayo geofísico

En la zona de estudio, se realizó un ensayo geofísico del tipo MASW con el fin de evaluar el comportamiento y distribución de los materiales en profundidad. Estos ensayos, además, permiten inferir un perfil medio del suelo con base en la velocidad media de onda de corte (Vs) en los primeros 30 m de exploración. Los ensayos de dispersión de ondas tipo MASW, tienen la ventaja de determinar la existencia de estratos débiles en profundidad, midiendo la velocidad de onda de corte.

La ampliación de dichos resultados se presenta como anexos a este documento, mientras que en la Figura 55 se presenta la tomografía generada por medio de esta metodología.

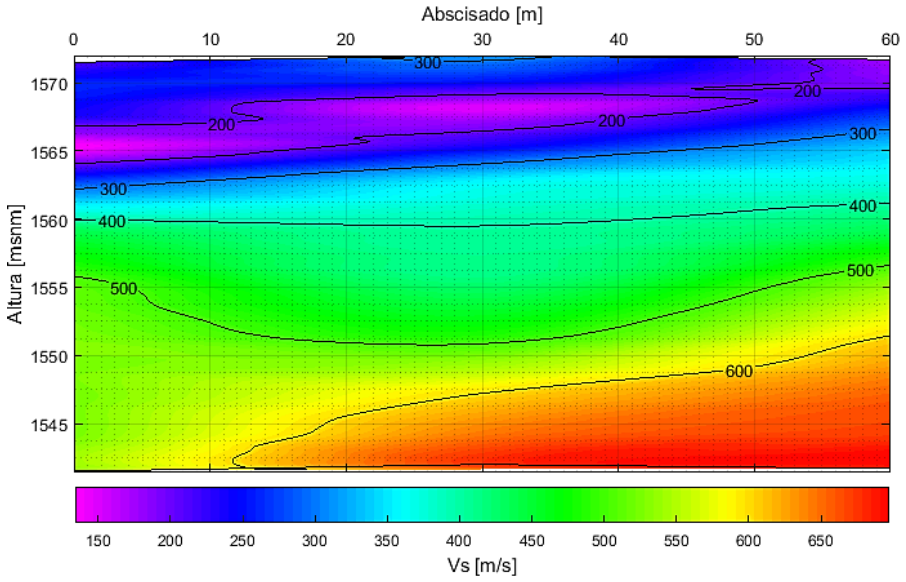


Figura 55. Resultados de la línea MASW-1

Considerando la ubicación de esta línea en asociación con la perforación P1, se puede establecer lo siguiente:

- En los primeros 6 m del subsuelo, asociado al depósito de vertiente tipo flujo de lodos y/o escombros, se tiene una velocidad de onda de corte media de 180 m/s, lo que coincide con los golpes bajos obtenidos del ensayo de resistencia a la penetración estándar.
- Por otra parte, hasta los 11 m de profundidad, donde se tiene el horizonte IB de la Dunita, se presentan aumentos que alcanzan los 400 m/s, teniendo un valor medio de 300 m/s para este estrato.
- Finalmente, para el horizonte IC se tienen valores de velocidad de onda de corte media de 450 m/s, valor propio de rocas blandas o suelos muy densos. En este estrato se nota una clara mejoría en profundidad, logrando valores mayores que 650 m/s.

Debido a que la línea se ejecutó en la parte alta del talud, no alcanza a evaluar al depósito antrópico encontrado en la base del mismo, por lo que se asumirá que tiene una velocidad de onda de corte igual a la del depósito de vertiente, ambos materiales superficiales.

En la Tabla 11 se presenta los valores de velocidad media de la línea. Siguiendo el procedimiento presente en la Norma NSR-10 (Aparte A.2.4.4), según la cual se debe asignar el perfil más blando entre los analizados, el perfil de suelo del sitio se clasifica como **Tipo D**, es decir, se trata de un perfil de suelo rígido.

Tabla 11. Clasificación del perfil de suelo de acuerdo con la norma NSR-10

Línea MASW	$\bar{V}_S$ [m/s]	Clasificación del perfil
MASW-1	344	D

4.3.3 Parámetros de resistencia

Los parámetros de resistencia efectivos de diseño fueron definidos teniendo en cuenta los parámetros obtenidos a partir de correlaciones con el ensayo de resistencia a la penetración estándar, de los ensayos de laboratorio y de referencias bibliográficas en este tipo de materiales.

Para los análisis que se proyectan, se requieren peso unitario húmedo, cohesión y fricción efectivas y cohesión no drenada del suelo, siendo necesaria esta última debido a la alta composición fino granular del suelo. Igualmente, se requieren parámetros de deformabilidad, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson.

Para determinación de estos parámetros, se usaron los resultados de los ensayos de laboratorio y campo efectuados, además de valores recomendado en referencias especializadas. En la Tabla 12 se presentan valores típicos de peso unitario con base en Bowles, J. (1997), basados en el número de golpes con una energía del 70% del ensayo de penetración estándar y el tamaño del grano de los suelos. Igualmente, en la Tabla 13 se presentan valores típicos para la relación de Poisson.

Tabla 12. Ángulo de fricción interna con base en valores de resistencia a la penetración estándar

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70}: fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ: fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet}, kN/m^3	11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

Tabla 13. Valores típicos del módulo de Poisson

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	−0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

En la Tabla 14 se presentan los parámetros geotécnicos de resistencia seleccionados para cada estrato analizado, con las observaciones sobre la forma en que cada juego fue determinado. Los parámetros de deformabilidad serán motivo de discusión posterior, cuando se presenten los análisis de tipo esfuerzo vs. deformación.

Tabla 14. Parámetros geotécnicos medios para los estratos de análisis

Estrato	γ_h [kN/m^3]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ν	Observaciones
Qfle	16.0	18.0	30.0	0.33	Se consideró la cohesión del corte directo ligeramente disminuida y el ángulo de fricción se ajustó con base en los análisis de estabilidad de tipo retrogresivos.
Antrópico	17.5	25.0	05.0	0.33	Se asumen de manera conservadora como los de un material que presenta principalmente fricción. Los resultados de los análisis de estabilidad de tipo retrogresivos avalan estos valores.
Horizonte IB	17.0	29.0	10.0	0.30	La cohesión se toma de acuerdo con el ensayo de corte directo, mientras que el ángulo de fricción interna como un promedio de los medidos en el corte directo y el triaxial. Los parámetros basados en correlaciones con el ensayo de penetración estándar se asocian a una resistencia no drenada, dado el tipo de material de este horizonte (CH y MH), con altos contenidos de finos.
Horizonte IC	17.5	35.0	10.0	0.28	Los parámetros del ensayo de penetración estándar se siguen viendo afectados por el porcentaje de finos, por tanto, no resulta del todo creíble para parámetros en términos efectivos. Se mantiene la cohesión del horizonte IB, dado que el porcentaje de finos es relativamente similar y se refina el ángulo de fricción interna con base en los análisis de estabilidad de tipo retrogresivos
Horizonte IIA	19.0	38.0	20.0	0.25	Se mejoran con respecto al horizonte IC, aunque se aclara que la resistencia de este estrato no es de gran relevancia, dada la superficie de falla del sitio más superficial.

4.4 SISTEMA DE INSTRUMENTACIÓN

4.4.1 Localización del inclinómetro

El sistema de instrumentación instalado en el sitio crítico Palos Verdes, consiste en un inclinómetro, el denominado INC-1, que fue instalado en la parte alta del proceso morfodinámico. En la Figura 56 se muestra la localización en planta del instrumento mencionado, presentándose los sentidos A y B, aspecto que se trata más adelante en este mismo documento.



Figura 56. Localización en planta del sistema de instrumentación

El INC-1 se instaló con el fin de establecer si existe algún tipo de amenaza sobre las viviendas en la zona superior del deslizamiento y monitorear el posible avance del deslizamiento registrado e identificar una posible superficie de falla y su profundidad. Se espera que pueda seguir funcional, incluso después de hacer intervenciones del talud, para que con él se pueda verificar la viabilidad de regreso de los habitantes de las viviendas en este momento evacuadas.

4.4.2 Aspectos generales sobre inclinómetros

Las deformaciones laterales del terreno, en lo que tiene que ver con magnitud, dirección y profundidad de los movimientos, se monitorean con ayuda de los inclinómetros. Estos elementos consisten en una tubería ranurada diametralmente, la

cual se instala dentro de una perforación efectuada en un terreno en el que se sospecha que están o pueden ocurrir movimientos (Figura 57).

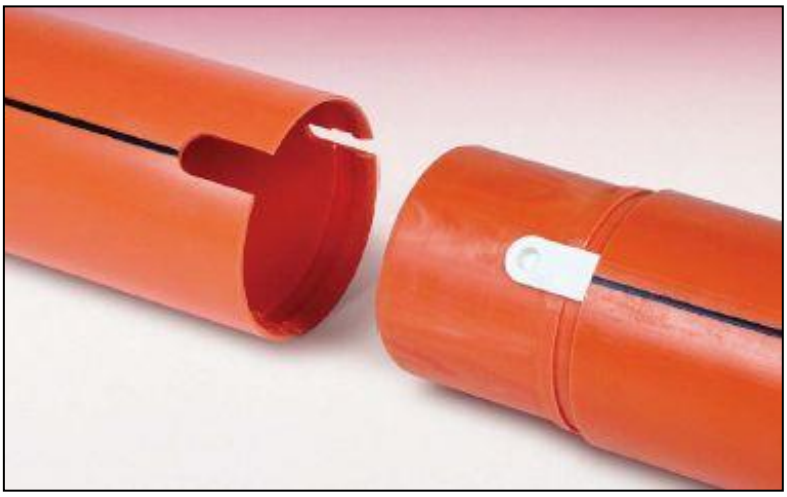


Figura 57. Tubería de inclinómetros ranurada (Tomada de Geokon)

Adicionalmente, se debe contar con un torpedo, el cual se usa primero para medir la posición inicial de la tubería cuando acaba de ser instalada y luego para medir las posiciones sucesivas de la tubería cuando esta se va moviendo. La función de la tubería es entonces proveer el acceso para el torpedo de lecturas. Las ranuras longitudinales marcadas en el interior de la tubería controlan la orientación del torpedo y proveen una superficie desde la cual se pueden hacer lecturas repetibles.

Al instalar el inclinómetro se debe buscar que una de las ranuras quede en el mismo sentido en que se espera ocurra el movimiento, el cual se denomina convencionalmente sentido A. Las ranuras ubicadas a 90° del Sentido A constituyen el denominado sentido B y permiten controlar una orientación en la que no se esperan mayores movimientos.

Como se muestra en la Figura 58, se habla tanto del Sentido A^+ como del Sentido A^- y tanto del sentido B^+ como del sentido B^-. El sentido A^+ queda orientado hacia la dirección donde se espera que se den los mayores movimientos (pendiente abajo) y el sentido A^- en dirección contraria (pendiente arriba). Según esto, los sentidos A^-, B^+ y B^- se encuentran orientados hacia donde no se espera que se den mayores movimientos.

Las lecturas de los inclinómetros se hacen deslizando el torpedo por el sentido A y debido a que este cuenta con dos sensores orientados perpendicularmente el uno con respecto al otro, se pueden leer tanto las deformaciones en el sentido A como las del sentido B, aunque son más precisas de esta forma las lecturas obtenidas para el sentido A.

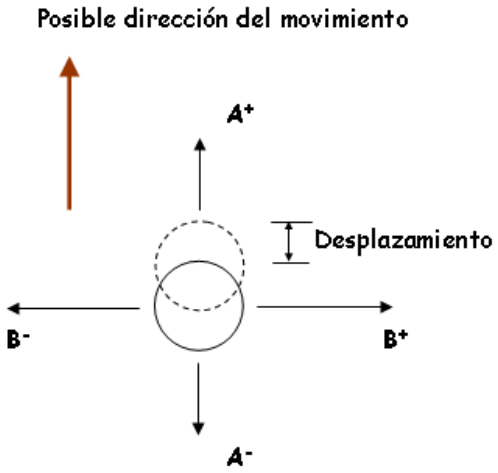


Figura 58. Disposición de los Sentidos A y B en los inclinómetros

Las lecturas deslizando el torpedo por el sentido A se hacen realmente dos veces, una primera con la rueda superior de los troques del torpedo corriendo por el sentido A^+ y una segunda con dicha rueda corriendo por el sentido A^-. Se obtienen entonces lecturas tanto en el Sentido A^+ como en el sentido A^-, y tanto en el sentido B^+ como en el sentido B^-. De esta forma se calcula la denominada suma de chequeo que sirve para controlar la validez de la lectura efectuada. Según recomendaciones de fabricantes, esta suma de chequeo no necesariamente debe ser cero, pudiendo ser igual hasta unos 2000 dígitos.

Suma Chequeo Sentido A = Lectura del sentido A^+ + Lectura del sentido A^-

Suma Chequeo Sentido B = Lectura del sentido B^+ + Lectura del sentido B^-

Como se dijo, la validez o calidad de una lectura se mide inicialmente con base en la suma de chequeo. Se debe verificar que sea similar a lo largo de toda la longitud del inclinómetro y, preferencialmente, que sea del mismo orden de magnitud en las diferentes fechas de lectura. Los torpedos de lectura son muy precisos y a su vez muy sensibles a cualquier anomalía que ocurra en el ambiente durante la ejecución de la lectura. Por esto último, es común que entre diferentes lecturas ocurran cambios en las sumas de chequeo, lo cual se resuelve en la práctica con monitoreos continuos que permitan determinar si los cambios en las sumas de chequeo son solamente temporales.

A partir de las lecturas efectuadas, se generaron hojas de cálculo para el procesamiento y análisis de la información. Los desplazamientos en el sentido A y los del sentido B son calculados comparando los datos de posición inicial de la tubería con los tomados posteriormente.

Se calculan además los desplazamientos totales, considerando que estos son la hipotenusa del triángulo formado por los desplazamientos en el Sentido A y en el Sentido B:

$$Desplazamiento\ total = \sqrt{Desplazamiento\ sentido\ A^2 + Desplazamiento\ sentido\ B^2}$$

Para análisis de los resultados, la presentación de estos se suele hacer trazando las siguientes gráficas:

- Gráficas de variación de los desplazamientos en sentido A y en sentido B con la profundidad. Con estas gráficas se pretende determinar principalmente la profundidad a la cual ocurren los movimientos y la magnitud de estos. Es importante aclarar que, aunque se genera la gráfica de variación de los desplazamientos en el sentido B con la profundidad, esta no resulta tan relevante como la equivalente para el sentido A, debido a que en el sentido B la precisión es menor y además no coincide con la orientación en la cual se espera que se den los movimientos.
- Gráficas de variación de los desplazamientos superficiales tanto en el sentido A como en el sentido B con la fecha. Con estas gráficas se determinan principalmente las variaciones de los movimientos más superficiales con el tiempo.

Estas gráficas incluyen bandas que representan la precisión del torpedo de lecturas, la cual es aproximadamente de 3 mm en 30 m de inclinómetro. De esta forma, debe entenderse que cuando las curvas de variación de los desplazamientos con la profundidad se encuentran dentro de esta banda, no se puede hablar necesariamente de desplazamientos reales del terreno. En estos casos se trata de movimientos aparentes que se obtienen simplemente porque la precisión de los equipos no permite mostrar que la deformación ha sido nula.

Aunque se considera que cuando las curvas de variación de los desplazamientos con la profundidad se encuentran dentro de estas bandas es porque no hay movimientos reales del terreno, la existencia de quiebres a lo largo de estas curvas si se considera como la advertencia de un potencial plano de falla. En estos casos, se suele advertir sobre la profundidad a la cual se da dicho quiebre y sobre la necesidad de continuar con los monitoreos para determinar si los movimientos a través de dicho plano continúan.

4.4.3 Resultados de los monitoreos

Se presenta, entonces, lo determinado hasta el momento con base en el monitoreo del instrumento instalado en el sitio crítico Palos Verdes. En este sitio crítico se efectuaron lecturas los días 31 de agosto, 09 de septiembre, 05 de octubre de 2022 y 19 de octubre (Figura 6 a Figura 8) de 2022. Téngase en cuenta que el inclinómetro INC-1 se instaló el 29 de agosto, de modo que la lectura del 31 de agosto de 2022 es la considerada como inicial. En la Figura 6, en la cual se presentan las curvas de variación de los desplazamientos con la profundidad, se incluye la estratigrafía del sitio, para mejor seguimiento de las lecturas. Por otro lado, en la Figura 7, en la cual se presentan los desplazamientos superficiales en el sentido A con respecto a los del sentido B, se muestra el norte geográfico, para georreferenciación de posibles desplazamientos.

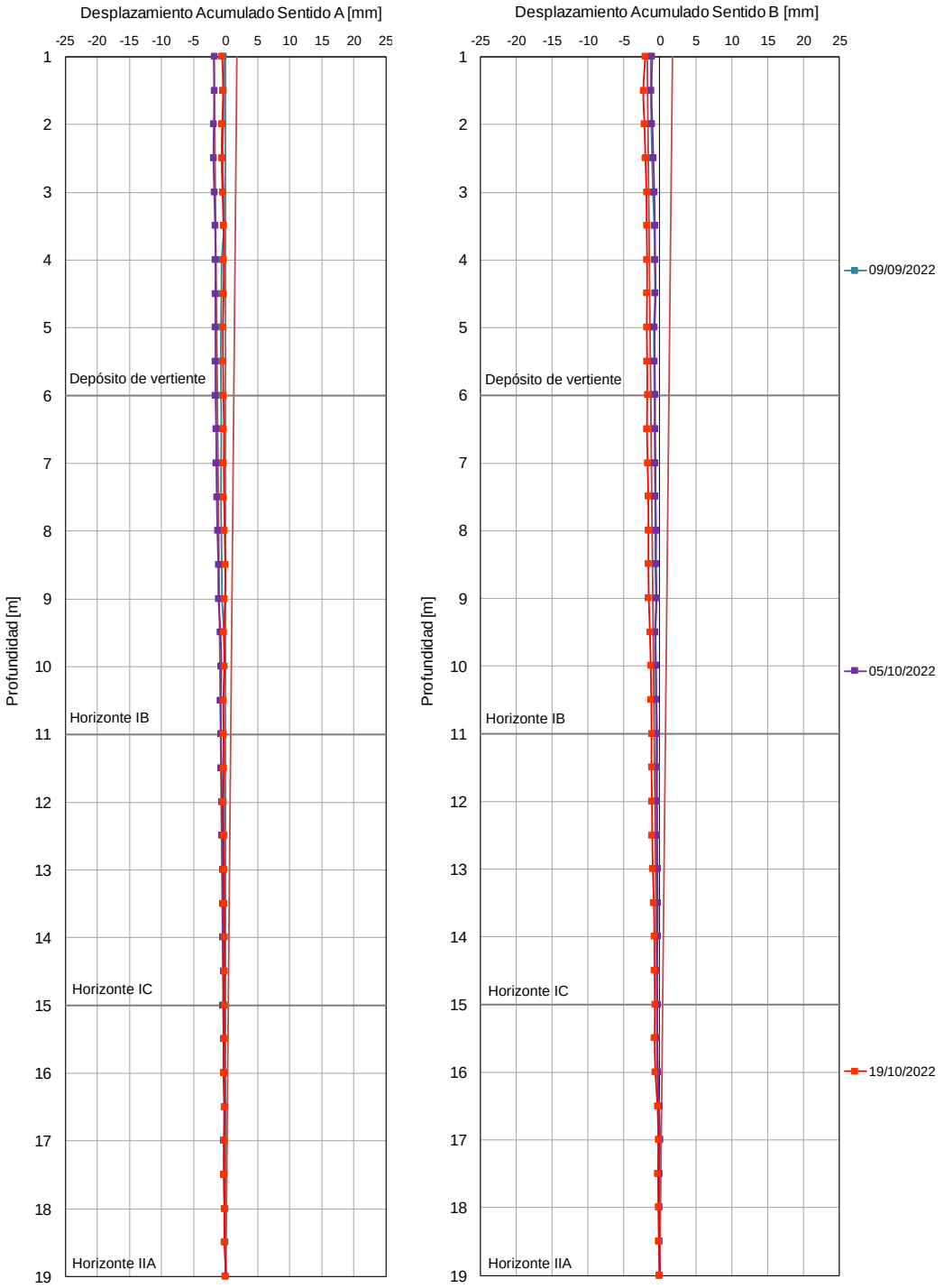


Figura 59. Desplazamientos acumulados en profundidad para el inclinómetro INC-1 Sentido A y Sentido B

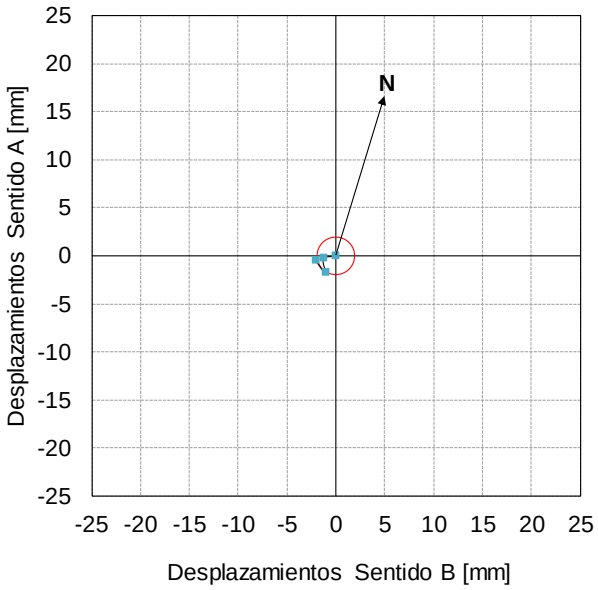


Figura 60. Desplazamientos en superficie para el inclinómetro INC-1

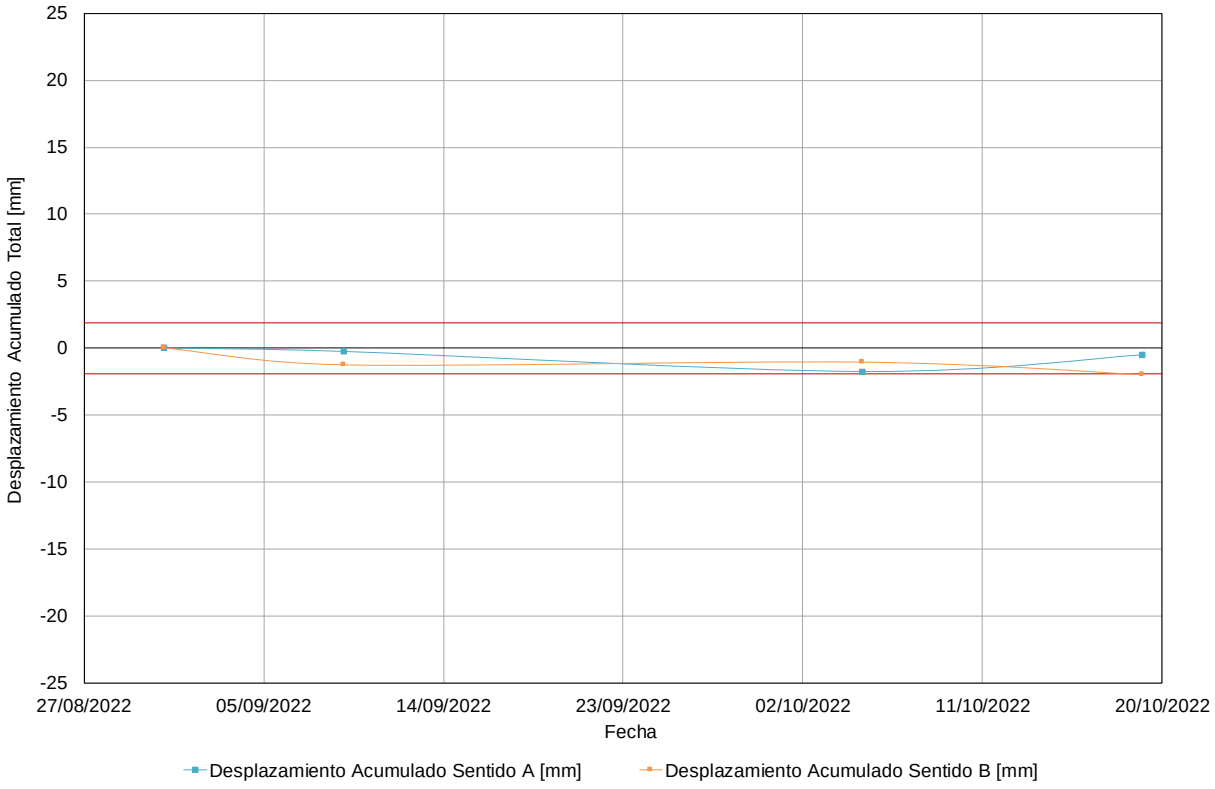


Figura 61. Desplazamientos superficiales y con respecto al tiempo para el inclinómetro INC-1

Respecto a este instrumento, se observa que, de acuerdo con las lecturas de seguimiento hasta ahora efectuadas, no se tienen movimientos significativos en ninguno de los dos sentidos de medición. Esto se puede decir porque los desplazamientos se encuentran dentro de la banda de precisión del torpedo de

lecturas y porque no hay quiebres de las gráficas de variación de los desplazamientos con la profundidad, indicativas de planos potenciales de falla.

4.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.5.1 Metodología

Los análisis de estabilidad se realizaron utilizando el método de las dovelas, implementado en el Software SLIDE V6 (Rocscience, 2006). El programa resuelve problemas bidimensionales por el método del equilibrio límite, utilizando, entre otros métodos, los propuestos por Bishop, Spencer y Morgenstern-Price para superficies de falla circulares y no circulares. Permite considerar condiciones hidrostáticas o, bien, las variaciones de los niveles piezométricos (construyendo las redes de flujo por el método de los elementos finitos), distribuciones de presión de poros y variación de los coeficientes de la relación de presión de poros.

En este caso se empleó la teoría de Spencer, debido a que satisface todas las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos, y puede simular cualquier tipo de superficie de falla. Téngase en cuenta, además, que es la recomendada por el Cuerpo de ingenieros de Estados Unidos de América.

4.5.2 Análisis seudoestático

Para el análisis seudoestático, fue considerado un coeficiente de aceleración horizontal k_h de 0.18. Este valor depende del tipo de suelo, la aceleración horizontal máxima en roca, coeficientes de amplificación, coeficiente de importancia y el coeficiente sísmico de diseño para análisis dinámico de taludes, como se muestra a continuación:

$$k_h = A_a * F_a * K_{ST} * I$$

Donde A_a es el coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño, determinada como 0.15 g para el municipio de Medellín, para un periodo de retorno de 475 años. Por otro lado, F_a es el coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio. Se determina según la Tabla A.2.4-3 de la Norma NSR-10 con base en el valor de A_a y el tipo de perfil (Tipo D), para este caso se tiene un valor de 1.5. Además, K_{ST} es el coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes, el cual tiene un valor menor que A_a y depende del tipo de material y análisis, para este caso resulta de 0.8 según H.5.2-1. Finalmente, I es el coeficiente de importancia que para este tipo de análisis se toma unitario.

$$k_h = 0.15 * 1.5 * 0.8 * 1$$

$$k_h = 0.18$$

Adicionalmente, se considera un coeficiente de aceleración vertical k_v de 0.12, definido como las dos terceras partes del coeficiente horizontal según el numeral A.2.8 de la Norma NSR-10.

$$k_v = \frac{2}{3} * k_h = \frac{2}{3} * 0.18 = 0.12$$

4.5.3 Criterios de aceptación

Para analizar los valores de los factores de seguridad, se tiene en primer lugar la propuesta establecida por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, según la cual los factores de seguridad admisibles en condición estática y seudoestática durante construcción y servicio son los presentados en la Tabla 15.

Tabla 15. Factores de seguridad para estabilidad de taludes según la NSR-10

Condición	F_{SBM} (Factor de seguridad básico mínimo)		F_{SBUM} (Factor de seguridad básico no drenado mínimo)	
	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 Seudoestático.	1.10	1.00	No Permitida	No Permitida
Taludes en condición estática y agua subterránea normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes en condición seudoestática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00	No Permitida	No Permitida

Se consultaron también los criterios sugeridos por el Área Metropolitana del Valle de Aburrá para las intervenciones en zonas de ladera (AMVA, 2012), los cuales se presentan en la Tabla 16. Los factores de seguridad admisibles para el caso estático se encuentran en función de las consecuencias producidas por pérdidas de vida y daños ambientales y económicos (Tabla 17 y Tabla 18).

Tabla 16. Factores de seguridad estáticos (AMVA, 2012)

Nivel de seguridad deseable para daños materiales y ambientales	Nivel de seguridad contra pérdidas de vidas		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	1.5	1.5	1.4
Medio	1.5	1.4	1.3
Bajo	1.4	1.3	1.2

Tabla 17. Nivel de seguridad contra pérdidas de vidas (AMVA, 2012)

Nivel de seguridad	Criterio
Alto	Áreas con intenso movimiento y permanencia de personas como edificaciones públicas, residenciales o industriales, estadios, parques, plazas, y demás sitios urbanos o no con posibilidad de concentración de un elevado número de personas. Carreteras de tráfico intenso
Medio	Áreas y edificaciones con movimiento y permanencia restringida de personas, ferrocarriles y carreteras de tráfico moderado
Bajo	Áreas y edificaciones con movimientos y permanencia eventual de personas, ferrocarriles y carreteras de poco tráfico

Tabla 18. Seguridad para daños materiales y ambientales (AMVA, 2012)

Nivel de seguridad	Criterio
Alto	Daños materiales: Lugares próximos a propiedades de alto valor histórico, social o patrimonial, obras de gran tamaño y áreas que afecten servicios vitales. Daños ambientales: Lugares sujetos a accidentes ambientales graves, tales como los próximos a oleoductos, bombas de gasolina, tanques de almacenamiento (combustible, tóxicos), escombreras, depósitos de relaves, rellenos sanitarios y plantas industriales con productos tóxicos
Medio	Daños materiales: lugares próximos a propiedades de valor moderado. Daños ambientales: Lugares sujetos a accidentes ambientales moderado
Bajo	Daños materiales: lugares próximos a propiedades de bajo valor. Daños ambientales: Lugares sujetos a accidentes ambientales reducidos

Para los análisis de estabilidad por eventos sísmicos, en AMVA, (2012), en el numeral 5.4.4., se establece que el factor de seguridad mínimo debe ser mayor que 1.05.

En ese orden de ideas, para el caso del sitio crítico Palos Verdes, el nivel de seguridad contra pérdidas de vidas humanas se puede considerar de categoría alta, dado que la zona es de alto tránsito vehicular, se tienen edificaciones contiguas a la ladera y tiene un flujo constante de personas. El nivel de seguridad deseable por daños materiales y ambientales se sitúa en la categoría de bajo, al considerar que las viviendas involucradas ante una falla en el talud son de bajo valor y la posible obstrucción de la vía se podría redireccionar por vías alternas, sumado que no tendría grandes repercusiones ambientales puesto que el derrame de materiales no llegaría hasta afluentes o quebradas.

De ese modo, se consideran aceptables factores de seguridad como se describen en la Tabla 19. Se observa entonces en el caso estático deben ser idealmente del orden de 1.50 y en el caso seudoestático, este último representativo de la condición con sismo, de 1.05.

Tabla 19. Factores de seguridad aceptables sitio crítico Palos Verdes

Caso	Factor de Seguridad
Estático	1.50
Seudoestático	1.05

4.5.4 Resultados de los análisis

4.5.4.1 Análisis en condiciones iniciales sin corte

En la Figura 62, a continuación, se presentan los resultados de los análisis de estabilidad para la condición inicial, antes de haberse efectuado el corte en la parte baja del talud, donde se implantó el lavadero de carros.

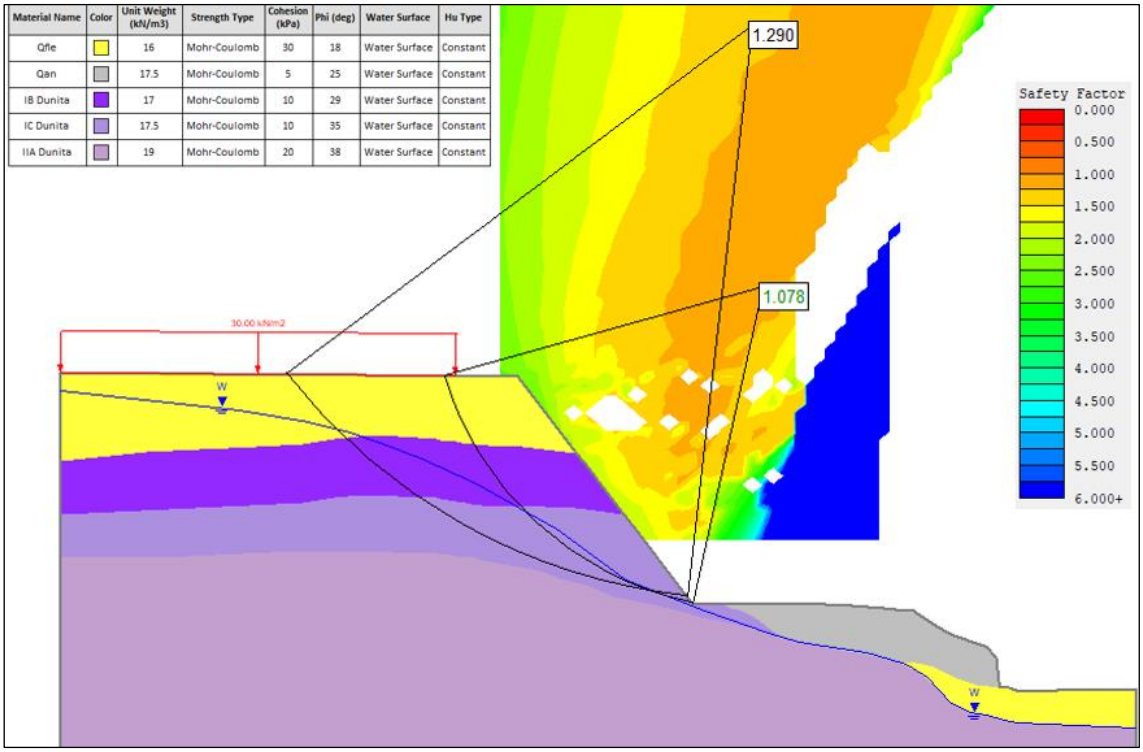


Figura 62. Resultados estabilidad condiciones iniciales sitio crítico Palos Verdes

Se usaron los parámetros de resistencia calibrados con base en los back analysis que se presentan en el numeral 4.5.4.2 de este documento. Se incluye la superficie de falla con el menor factor de seguridad obtenido, el cual es de 1.07. Se puede concluir que el sitio antes de la excavación no presentaba condiciones de estabilidad ideales,

esto de acuerdo con los criterios de aceptación antes presentados. No obstante, los factores de seguridad son del orden de magnitud de los que suelen tenerse en nuestras laderas.

También se ha presentado una superficie de falla probable más profunda, para la cual el factor de seguridad es mayor, de 1.29. Como se verá más adelante, esta superficie de falla es relevante para juzgar la solución que se plantea. Es indicativa, además, de que en definitiva la zona no presenta condiciones de estabilidad ideales.

4.5.4.2 Análisis en condiciones iniciales con corte (back analysis)

En la Figura 63 se presentan los resultados del análisis de estabilidad que se considera representativo de las condiciones del sitio antes de fallar, basados en los parámetros de resistencia al corte mostrados en la Tabla 14. Téngase en cuenta con respecto a estos parámetros que se indicó que se validaron con análisis de estabilidad del tipo retrogresivos.

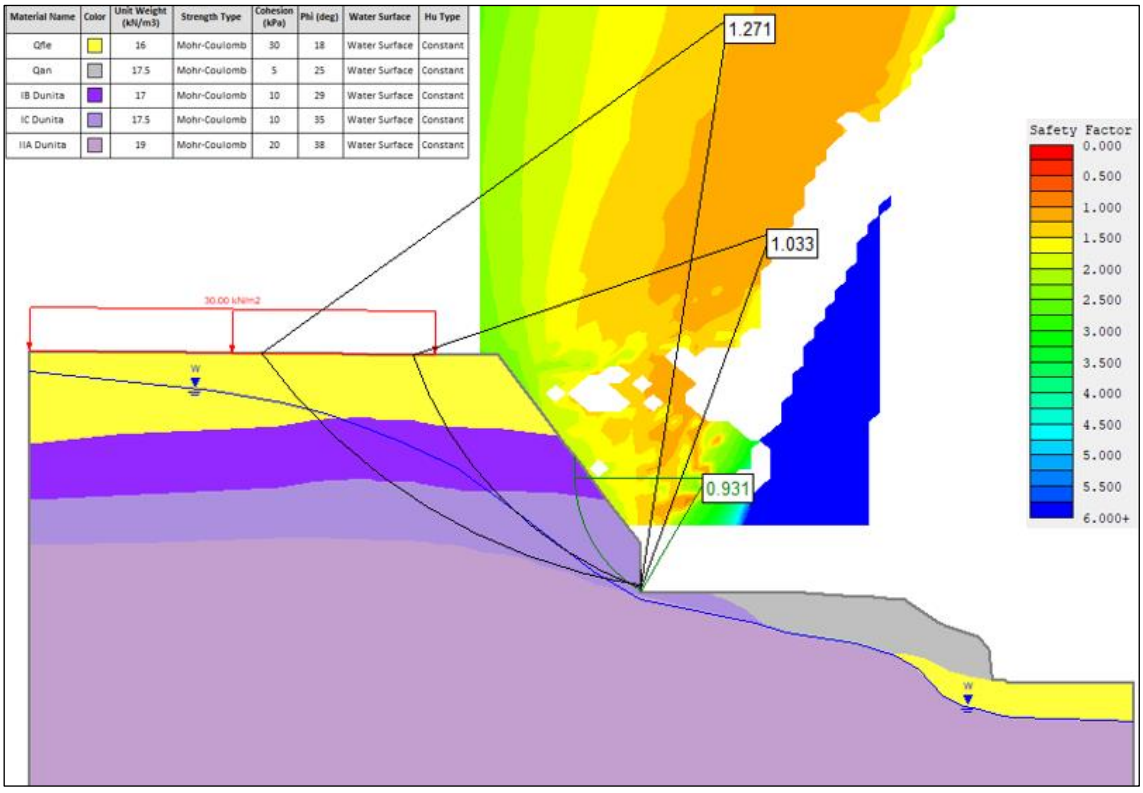


Figura 63. Resultados back análisis sitio crítico Palos Verdes

Para ejecutar estos análisis, se infirió el perfil previo al deslizamiento con la ayuda de las dimensiones en planta del lavadero que se conformó en la zona baja del deslizamiento (adyacente a la vía), viviendas de la zona superior y pendiente de la ladera, con base en imágenes satelitales del Google Earth, recorridos de campo y el sobrevuelo con drone, buscando llegar a una superficie de falla que reflejara las condiciones actuales del sitio, es decir, que no involucrara las viviendas de la zona superior del escarpe y que implicara una falla de pie. Esto debido a que ni en las

viviendas ni en la vía, se muestran indicios de que exista una posible superficie de falla profunda.

Se puede observar que el factor de seguridad mínimo, representada por la superficie de color verde, efectivamente es muy cercano a la unidad (0.931). Se estima que el mecanismo de falla se vio inducido por el desprendimiento de la porción de suelo delimitada por la superficie de falla mínima, una vez que el material falló, desconfinó el material superior generando el deslizamiento que se tiene actualmente. Particularmente estos resultados permiten tener confianza sobre los parámetros de resistencia al corte presentados en la Tabla 14.

4.5.4.3 Análisis en condiciones actuales

En la Figura 64 se presenta los resultados gráficos de los análisis realizados. Se presenta la superficie de falla con el mínimo factor de seguridad que corresponde a una superficie de falla local que se ve influenciada por las cuñas de suelo propensas a desgarrarse por la pendiente con la que quedaron. Se puede ver que, gracias al material acumulado en la parte baja, se tiene un factor de seguridad algo mayor que la unidad.

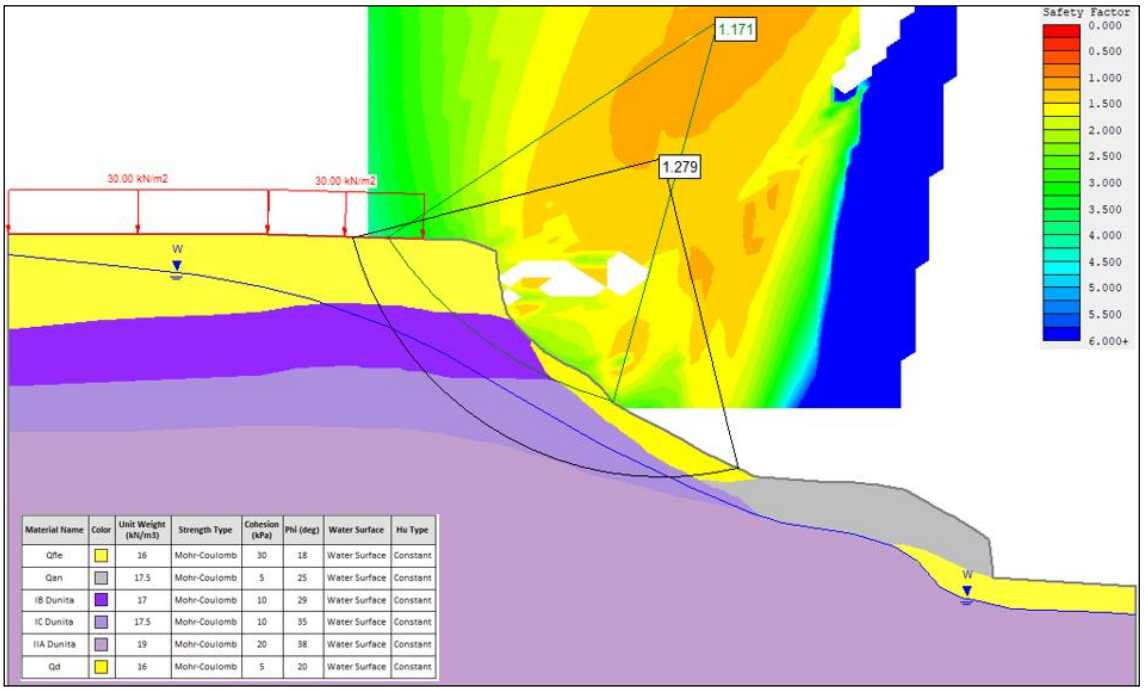


Figura 64. Análisis de estabilidad en condiciones actuales sitio crítico Palos Verdes

Por otra parte, al tener en cuenta la superficie de falla global de la ladera, se tiene un factor de seguridad de 1.279, del mismo orden de magnitud del que se tenía desde el principio, pero sin ser el ideal desde el punto de vista de la normativa antes citada en este mismo informe.

4.5.4.4 Análisis con alternativas de intervención

Considerando los resultados de los análisis de estabilidad en condiciones actuales para la sección de análisis (Figura 64), se plantean tres alternativas de estabilización que garanticen unas condiciones de seguridad aceptables para el talud y las condiciones de frontera de este.

Alternativa 1 (Reconformación y anclajes pasivos)

Para la alternativa 1, se propone una reconformación con dos pendientes una de 0.4H:1.0V y 1.0H:1.0V, estabilizada mediante anclajes pasivos con longitudes entre 9.0 m y 15.0 m y una pantalla en concreto lanzado de 0.15 m de espesor. Se acompaña la solución con obras de drenaje: drenes subhorizontales, lloraderos y cunetas que capten, conduzcan y descarguen de manera controlada el agua de escorrentía y subsuperficial de la zona. En la Figura 65 se presenta la solución típica de esta alternativa, con anclajes que son más bien indicativos, toda vez que, como se verá más adelante, esta no fue la alternativa seleccionada para intervención definitiva del sitio.

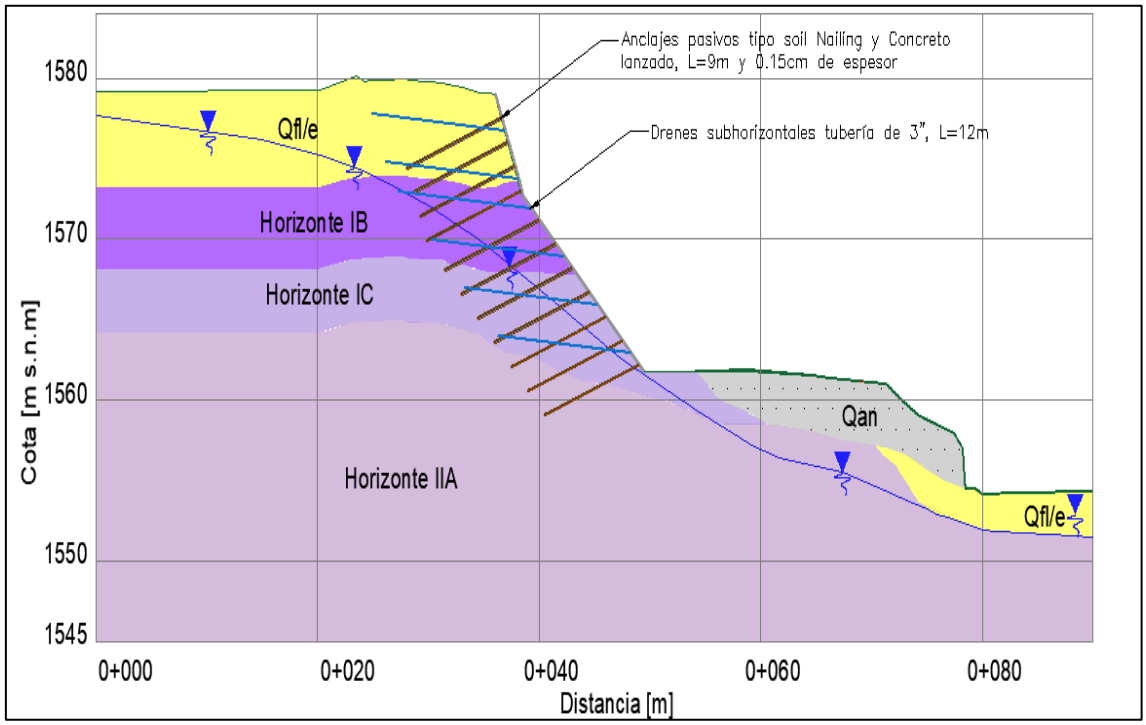


Figura 65. Sección crítica según la Alternativa 1

Alternativa 2 (Reconformación, anclajes pasivos y muro en suelo reforzado)

Se propone una reconformación con dos pendientes, una de 0.4H:1.0V y otra 1.0H:1.0V, estabilizada mediante anclajes pasivos con longitudes entre 9.0 m y 15.0 m y una pantalla en concreto lanzado de 0.15 m de espesor. Se acompaña la solución con obras de drenaje: drenes subhorizontales, lloraderos y cunetas que capten, conduzcan y descarguen de manera controlada el agua de escorrentía y subsuperficial de la zona. En la zona baja se proyecta un muro en suelo reforzado, con el fin de

ocupar el espacio que se conformó para el lavadero y evitar que lo vuelvan a conformar. En la Figura 66 se presenta la solución típica de la Alternativa 2. Los anclajes también son más indicativos, toda vez que, como se verá más adelante, esta no fue la alternativa seleccionada.

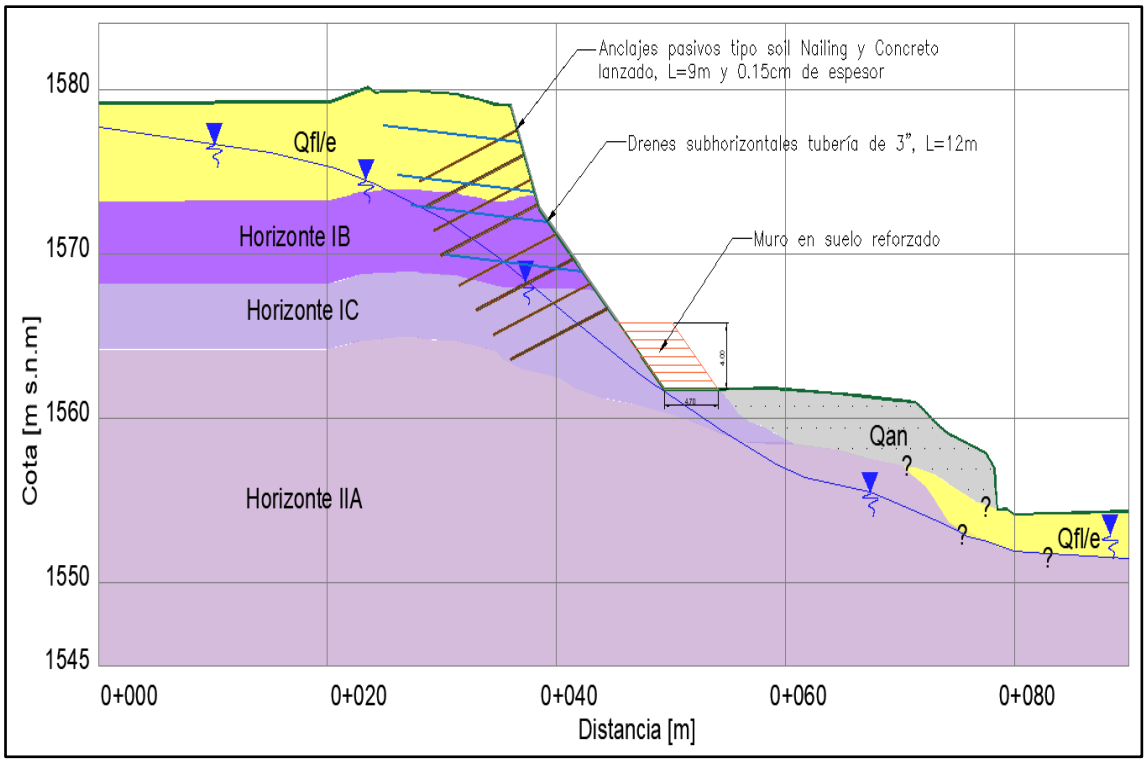


Figura 66. Sección crítica según la Alternativa 2

Alternativa 3 (Reconformación, anclajes pasivos y muro en gaviones)

Se propone una reconformación con dos pendientes una de 0.4H:1.0V y 1.0H:1.0V, estabilizada mediante anclajes pasivos con longitudes entre 9.0 m y 15.0 m y una pantalla en concreto lanzado de 0.15 m de espesor. Se acompaña la solución con obras de drenaje: drenes subhorizontales, lloraderos y cunetas que capten, conduzcan y descarguen de manera controlada el agua de escorrentía y subsuperficial de la zona. En la zona baja se proyecta un muro en gaviones con el fin de ocupar el espacio que se conformó para el lavadero y evitar que lo vuelvan a conformar. En la Figura 66 se presentan los detalles iniciales de la solución típica de la Alternativa 3. Como se verá más adelante en este documento, esta fue la alternativa finalmente seleccionada, para la cual se presentan los debidos detalles en el numeral 4.5.4.5. Así las cosas, las características de los anclajes pasivos acá mostrados son solamente indicativas. En el numeral 4.5.4.5 se mostrará como los anclajes deberán ser más largos, para lograr desarrollar resistencia a través de los materiales de mejores características del sitio en estudio.

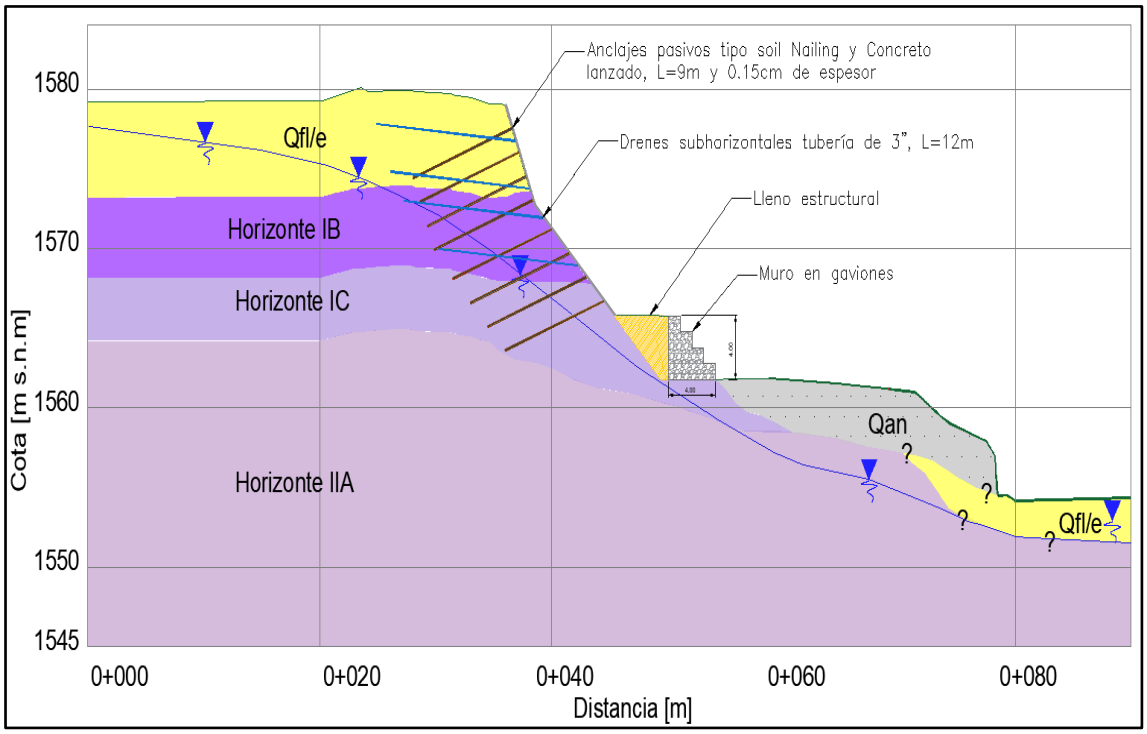


Figura 67. Sección crítica según la alternativa 3

Análisis multicriterio

Para el análisis multicriterio de cada alternativa, se consideraron los siguientes aspectos:

- Aspecto técnico (60%)
- Aspecto económico (20%)
- Aspecto predial y ambiental (10%)
- Aspecto de mantenimiento (10%)

Con base en los análisis efectuados, el presupuesto preliminar y los aspectos constructivos, se realizó la ponderación de cada alternativa. Dicho análisis se presenta en detalle como anexo de este informe.

Como resultado, la Alternativa 3 obtuvo el mayor puntaje, es decir, la reconformación estabilizada mediante anclajes pasivos con longitudes entre 9.0 m y 15.0 m y la conformación de un muro en gaviones en la zona inferior que impida el aprovechamiento comercial de la zona.

La alternativa 1 se descartó principalmente por que se habilita una plataforma de alrededor de 188 m^2 y facilita que las personas que aceleraron el movimiento en masa puedan retornar al sitio y continuar con su actividad comercial.

La alternativa 2, se descartó debido a que se combinan dos sistemas constructivos. Además, el muro en suelo reforzado es una estructura flexible susceptible a

adecuaciones para acceder a la plataforma que este sistema constructivo habilita en la zona superior.

Es importante anotar, que el día 10 de octubre del presente año, se realizó una presentación de alternativas con presencia de La Interventoría y personal técnico del DAGRD, en la cual se seleccionó en conjunto la Alternativa 3 como la óptima, una vez explicados los aspectos técnicos, económicos y constructivos de cada alternativa, y bajo la condición de que se debía considerar una alternativa que le jugara a la problemática social de la zona.

4.5.4.5 Análisis detallados con alternativa seleccionada

Para el diseño de la solución definitiva, se analizan dos secciones críticas, las cuales son presentadas en la Figura 68: En la Figura 69 se presenta la planta con la reconformación y las obras proyectadas, información que también se incluye en los planos anexos a este documento.

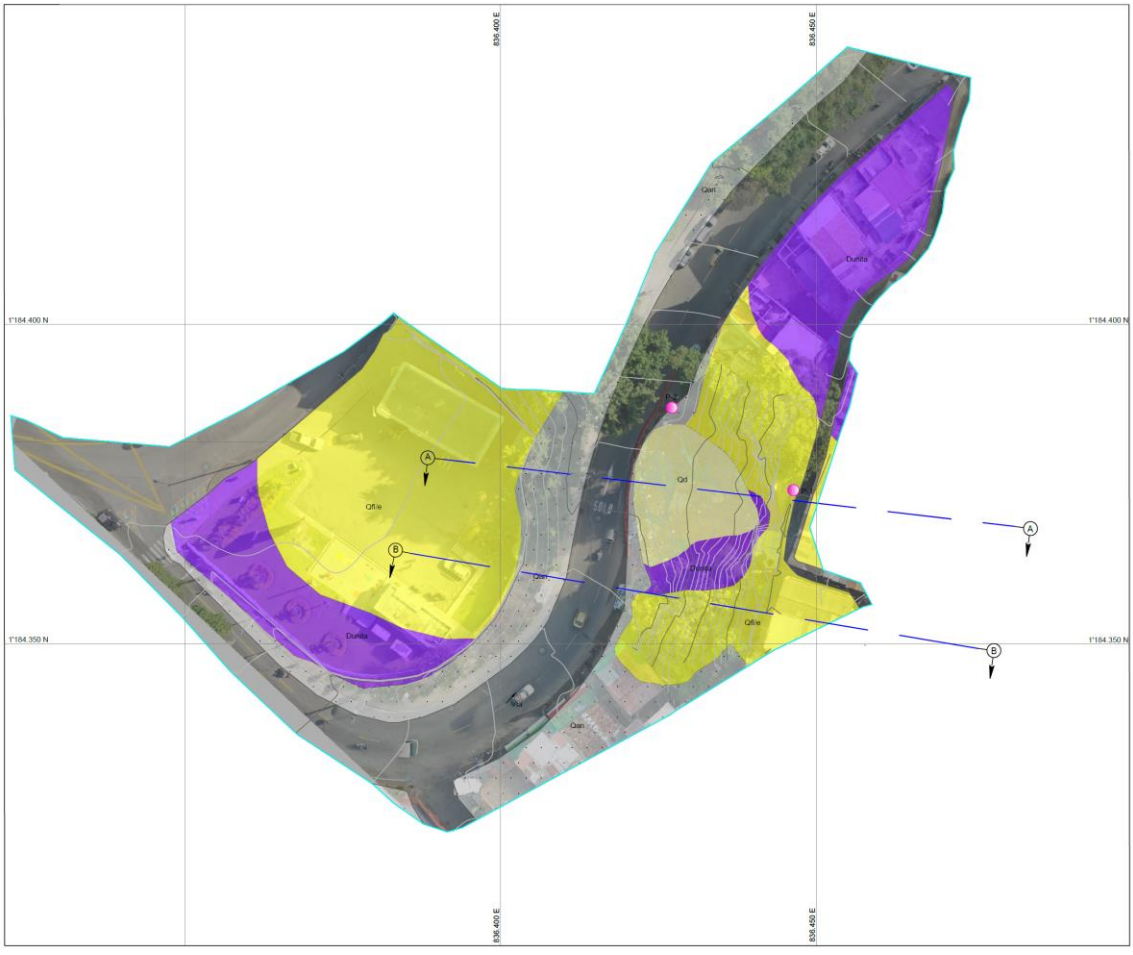


Figura 68. Secciones de análisis sitio crítico Palos Verdes

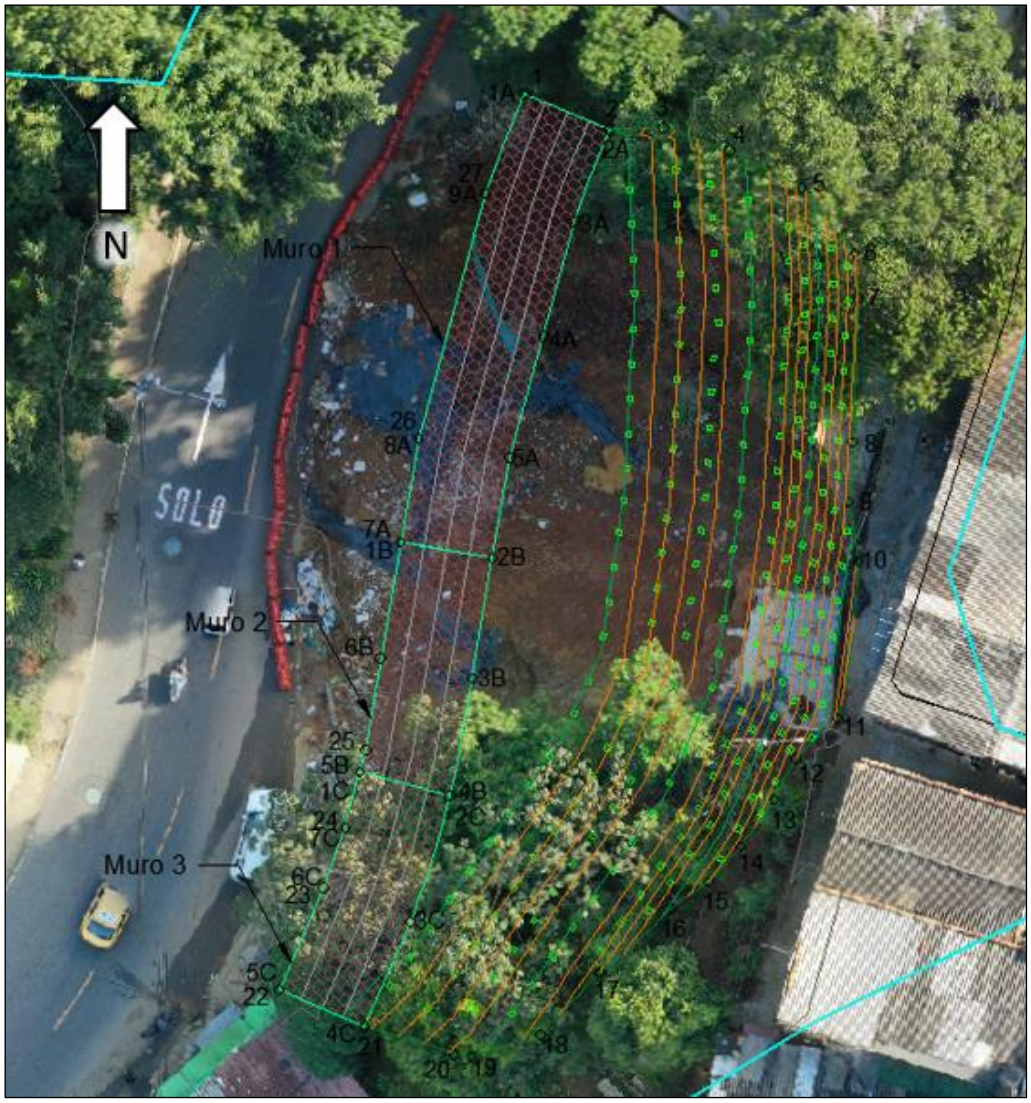


Figura 69. Planta de obras con la reconformación propuesta

La sección A-A se analizó teniendo en cuenta que considera el material movilizado y la corona del escarpe actual. La sección B-B se tuvo en cuenta en los análisis con el específico de analizar la condición de estabilidad sin intervención antrópica y de entender si hay necesidad de extender la solución sobre toda la ladera y no solamente concentrarse en el escarpe que actualmente se tiene.

La reconformación se planteó con el fin de intervenir lo menos posible las viviendas de la zona superior del escarpe, el retiro del material movilizado y degradado por la erosión. Se recomienda, entonces, la excavación de la zona superior con pendiente de 0.4H:1.0V con un desnivel de 8.0 m ancladas con 4 líneas de anclajes pasivos de 15.0 m de longitud. Luego, se continua con la reconformación con pendiente de 1.0H:1.0V hasta la cota 1569.70 m s. n. m. estabilizada mediante cuatro líneas de anclaje de 12.0 y 9.0 m de longitud.

En la zona baja, se proyecta la construcción de un muro en gaviones con altura variable entre 4.0 y 6.0 m con un ancho de base de 4.0 m.

Entre la Figura 70 y la Figura 73, se presentan los resultados de los análisis de estabilidad para las secciones tenidas en cuenta, tanto en condiciones estáticas como seudoestáticas. Además, en la Tabla 20 se resumen los factores de seguridad obtenidos. De acuerdo con los análisis presentados, los factores de seguridad cumplen con los discutidos en el numeral 4.5.3 del presente informe, tanto en condiciones estáticas como seudoestáticas. Con base en lo anterior, se concluye que la solución planteada para el sitio crítico Palos Verdes, es adecuada, considerando que soluciona tanto la problemática de carácter local como global.

Tabla 20. Resultados de factores de seguridad en condiciones proyectadas

Sección	Condición	
	Estático	Seudoestático
A-A	1.50	1.20
B-B	1.50	1.13

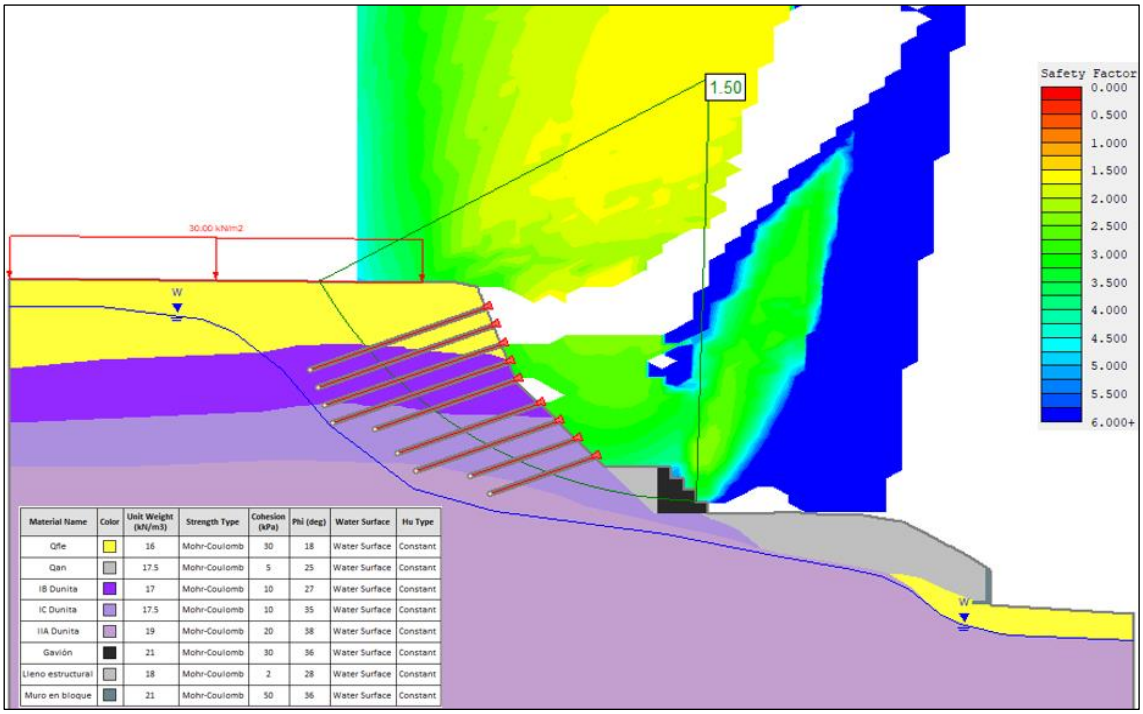


Figura 70. Factor de seguridad en condiciones estáticas en la sección A-A

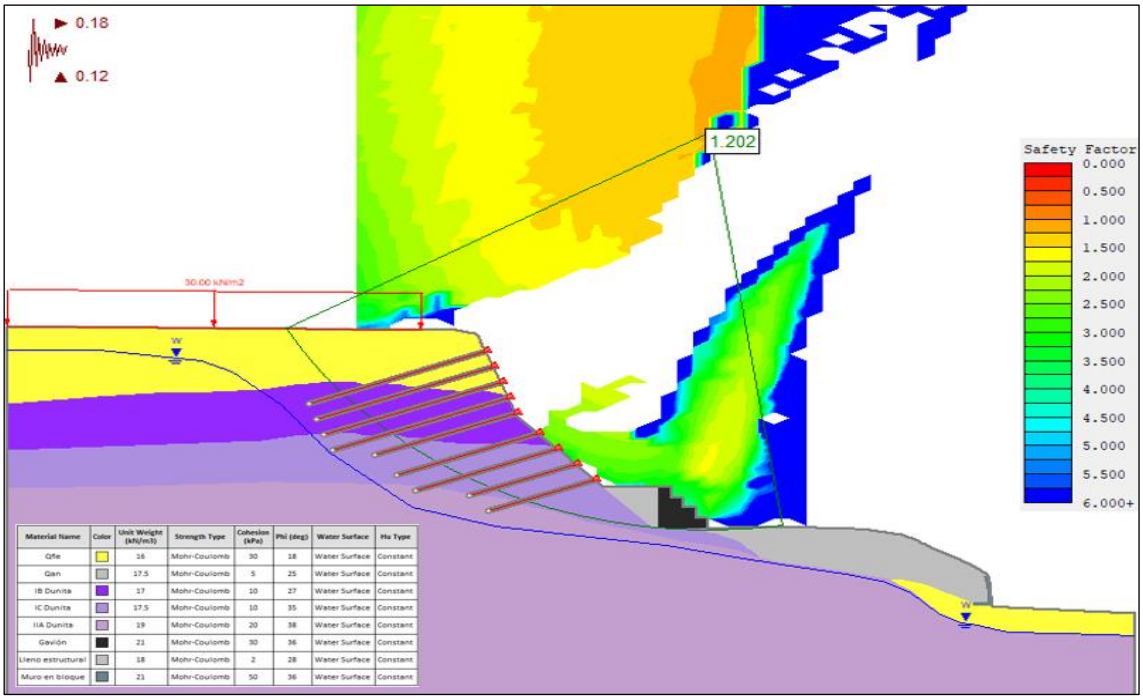


Figura 71. Factor de seguridad en condiciones seudoestáticas en la sección A-A

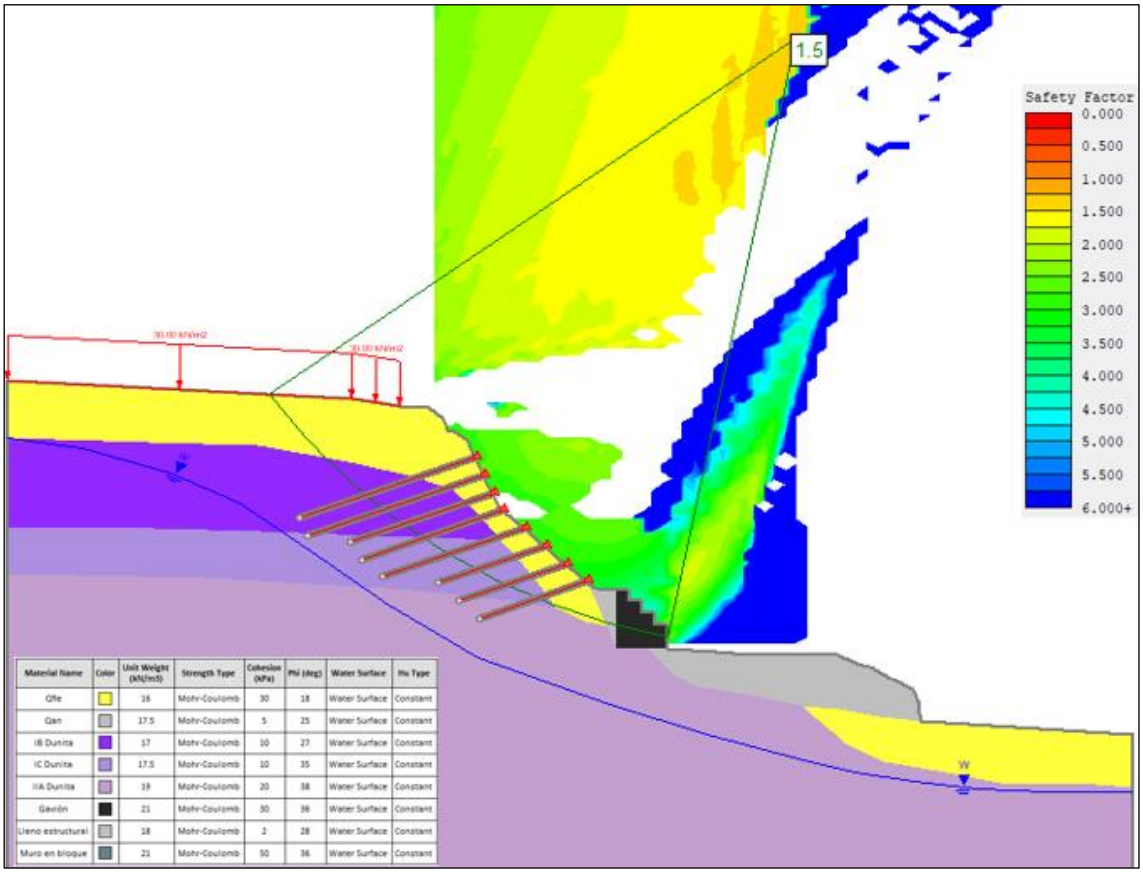


Figura 72. Factor de seguridad en condiciones estáticas en la sección B-B

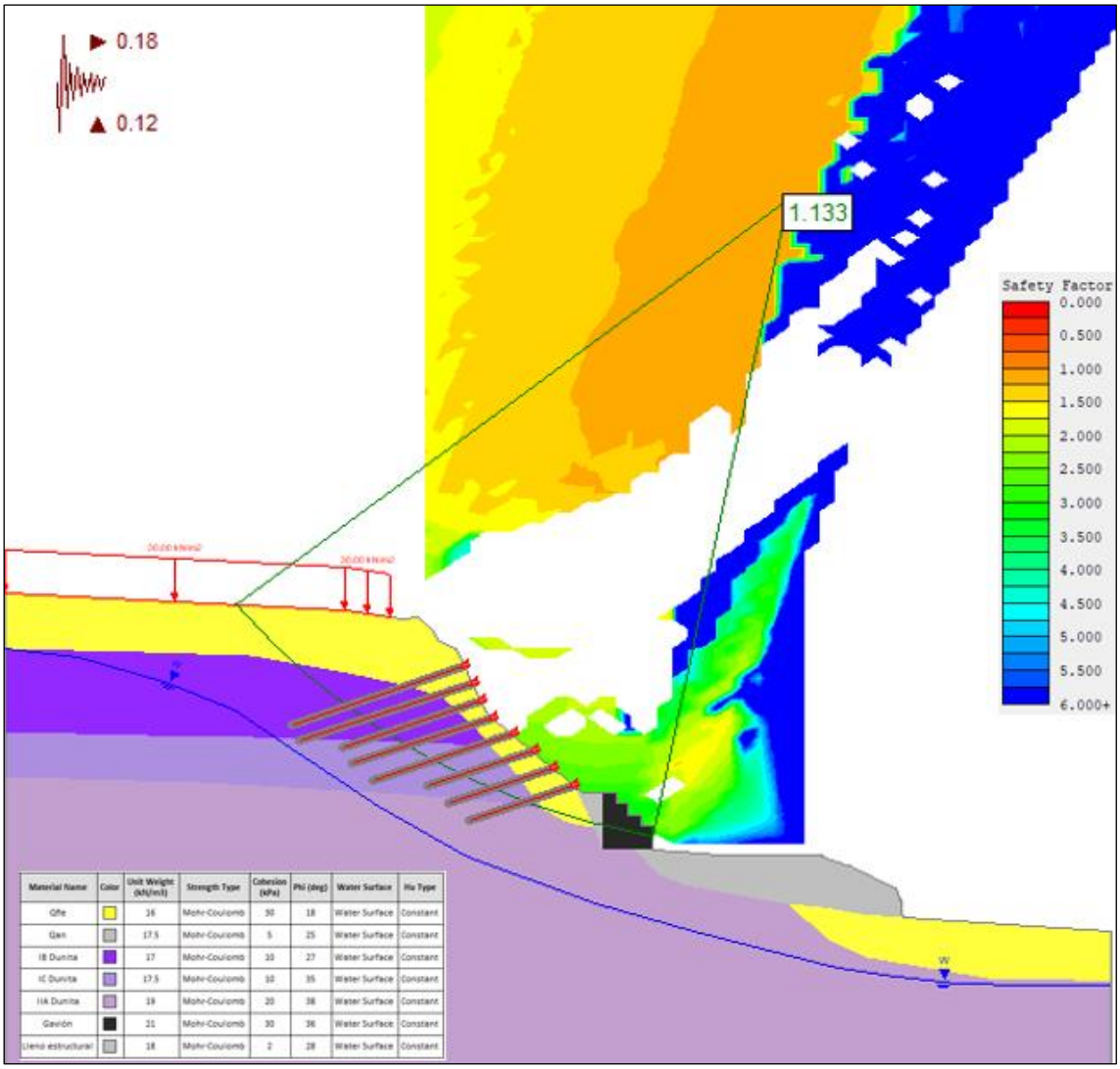


Figura 73. Factor de seguridad en condiciones seudoestáticas en la sección B-B

Se resalta el hecho de que en la sección B-B se omite la primera línea de anclajes, teniendo en cuenta la disposición en planta de las obras, y que, aunque la primera línea de anclajes no supera el horizonte IB, estos aportan estabilidad local del corte y de no emplearse se tendría un corte superior a 3.0 m sin estabilizar.

Para llegar a los factores de seguridad deseados, no solamente basta con obras de estabilización (muro en gaviones, concreto lanzado y anclajes pasivos) sino también en una serie de obras hidráulicas tanto superficiales como subsuperficiales que tengan una repercusión directa en el descenso del nivel freático y favorezcan la estabilidad del talud. Téngase en cuenta que lo primero que se debe conformar son las obras hidráulicas y que una vez se construya la primera línea de drenes propuesto, conforme al caudal que se drene, se debe evaluar, por parte de la correspondiente interventoría, la posibilidad de instalar drenes adicionales.

La solución considera la restricción con respecto al espacio que se tiene en la zona y no invade viviendas del sector. No obstante, con el fin de asegurar la estabilidad de las viviendas, se recomienda que se continúe con el monitoreo por medio de instrumentación geotécnica instalada en la zona que consta de un inclinómetro, el cual se deberá leer con una periodicidad alta mientras se construyen las obras de estabilización y mensual una vez se finalicen las mismas, esto como medida de administración del riesgo de los propietarios de las viviendas y los usuarios de la vía en la zona inferior.

4.5.4.6 Análisis detallados de la parte más baja de la zona

En la parte baja de la vía que conforma la carrera 44, se tiene un desnivel de 7.0 m, que se conformó para la adecuación de la estación de servicios Palos Verdes. De acuerdo con los recorridos de campo, el suelo que es contenido por el muro solamente tiene procesos erosivos y no hay evidencias de procesos morfodinámicos que puedan poner en riesgo la estabilidad de la vía. No obstante, de acuerdo con los análisis de estabilidad, el muro presenta un factor de seguridad menor que el recomendado (1.50) como se evidencia en la Figura 74.

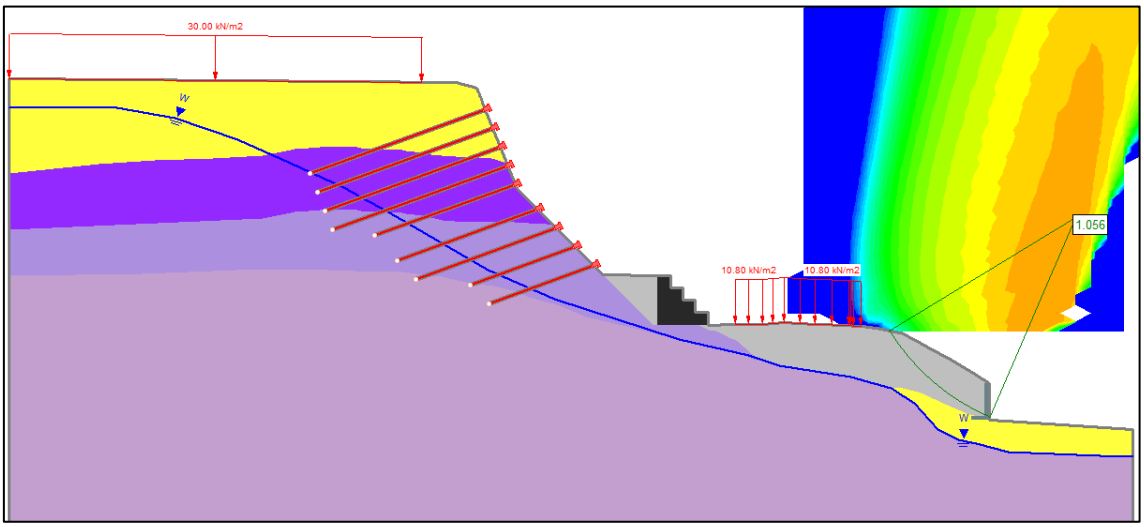


Figura 74. Análisis de estabilidad local muro zona inferior de vía

Cabe aclarar que el muro se modeló con 3.0 m de altura y se infirió la pata del 60% de la altura, es decir, 1.80 m y se utilizaron parámetros mecánicos de un concreto de bajas especificaciones.

Como se evidencia, el muro que contiene la excavación para la conformación de la estación de servicios Palos Verdes se encuentra en condiciones metaestables con las propiedades y geometrías consideradas. Se recomienda que se le haga un seguimiento detallado a este muro, así como la caracterización rigurosa del mismo y bajo la mirada de personal técnico especializado en estructuras, con el fin de proteger la vía.

4.6 ANÁLISIS DEL TIPO ESFUERZO - DEFORMACIÓN

4.6.1 Aspectos metodológicos

Con el objeto de complementar los análisis de equilibrio límite efectuados para el sitio crítico Palos Verdes, se realizaron análisis del tipo esfuerzo vs. deformación, de una sección crítica por medio de modelos numéricos de elementos finitos. Se trata de una metodología numérica que representa una buena alternativa de análisis, al poder considerar situaciones geológicas detalladas, condiciones de frontera complejas, etapas constructivas, medios heterogéneos y materiales anisótropos, entre otros.

Se uso el programa GTS NX 2020 v1.1 (MIDAS Information Technology Co., Ltd.), en el cual se pueden realizar análisis bidimensionales o tridimensionales, que incluyen diferentes aplicaciones ingenieriles como cimentaciones superficiales y profundas, excavaciones, sistemas de túneles, análisis de flujo de agua, análisis de consolidación, diseño de estructuras térreas y análisis dinámicos y de estabilidad de taludes.

En este caso en particular los análisis fueron del tipo bidimensional, sobre la sección más crítica, la denominada como sección A-A en los numerales precedentes. Las principales consideraciones que se tuvieron en cuenta en los modelos numéricos fueron las dos siguientes:

- Análisis en estado plano de deformaciones, considerando una longitud infinita transversal a las secciones de análisis.
- Las fronteras laterales de los modelos numéricos se consideraron lo suficientemente alejadas, para garantizar que las deformaciones generadas por el depósito queden adecuadamente representadas.

El análisis fue complementado con uno de estabilidad por el método de reducción de resistencia. Se trata de una metodología de análisis que permite detectar el colapso de los elementos bajo condiciones de carga impuesta. Utilizando este enfoque, los parámetros de resistencia al corte se reducen hasta que ocurra una inestabilidad numérica o el modelo no converja. Según lo anterior, el factor de seguridad es calculado como una relación entre la resistencia disponible y el valor de resistencia más bajo que produce una solución viable. Realizando el proceso de reducción de resistencia hasta encontrar la falla del material, el factor de seguridad se considera igual al factor de reducción (FS=F), definido como el factor por el cual debe reducirse la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales para llevar el talud al borde de la falla. La principal ventaja con respecto al método del equilibrio límite, es que utilizando el método de reducción de resistencia no se necesita definir a priori el tipo, la forma y la localización de la superficie de falla. La falla se genera en zonas donde la resistencia al esfuerzo cortante es menor a los esfuerzos cortantes aplicados. Además de lo mencionado, se considera que la falla es en este caso de tipo progresivo.

Finalmente, con respecto a los geomateriales considerados en los análisis numéricos realizados, se consideraron los modelos constitutivos de Mohr Coulomb para el depósito antrópico y el perfil de meteorización de la Dunita de Medellín, según lo presentado en el capítulo de caracterización de los materiales. Todos los materiales fueron considerados como isótropos.

Al igual que para los análisis de equilibrio límite, presentados en el numeral 4.5, se realizaron los análisis bajo diferentes escenarios. Se hizo un primer análisis, en el cual se tienen en cuenta las condiciones actuales del sitio crítico y el nivel freático obtenido mediante la exploración directa. Luego, un segundo análisis, con la construcción por etapas del sistema de estabilización. Cabe aclarar que lo primero a ejecutar serán las obras hidráulicas, destinadas a captar y conducir las aguas superficiales. Posteriormente, se debe excavar en un máximo de 2.0 m a 2.5 m e instalar una línea de anclajes pasivos. Finalmente, se considera el efecto de la instalación de los drenes subhorizontales y las obras hidráulicas repercutiendo en un descenso del nivel freático. En los análisis se ubicó el inclinómetro con el fin de determinar las deformaciones en el punto de localización de éste, de manera que se pudieran dar herramientas para seguimiento a este instrumento.

En la Figura 75 se presenta la malla de elementos finitos considerada en los análisis de la sección crítica. Se resalta que se presentan los dos niveles freáticos tenidos en cuenta en los análisis, es decir, el medido mediante la exploración directa y el establecido teniendo en cuenta el efecto de las obras hidráulicas.

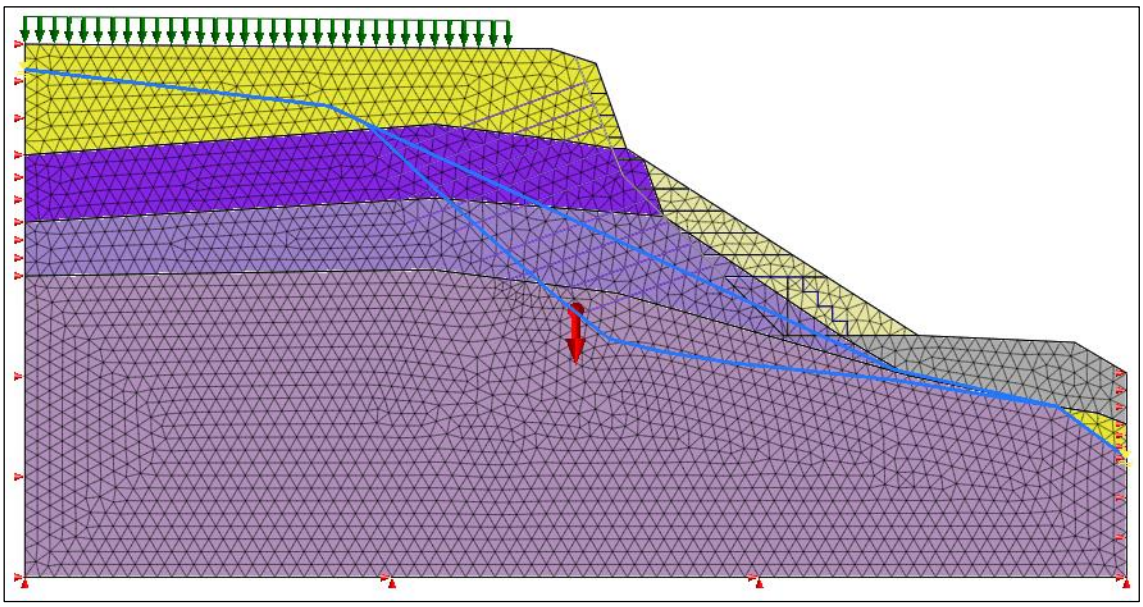


Figura 75. Sección de análisis con la malla y condiciones de frontera para el modelo esfuerzo vs. deformación

Se simularon en total diez etapas, denominadas E1 a E10, más la final. En esta última se tienen ya instalados todos los anclajes pasivos y construido el muro en gaviones de la parte baja del talud.

4.6.2 Resultados para la condición inicial

En la Figura 76 se presentan los resultados de los análisis para la condición inicial, cuando no se ha comenzado con los procesos constructivos. Se puede ver como los resultados obtenidos son consistentes con los de equilibrio límite presentados en la Figura 64, toda vez que el factor de seguridad por el método de reducción de

resistencia es del orden de la unidad y la superficie de falla en ambos casos se parecen.

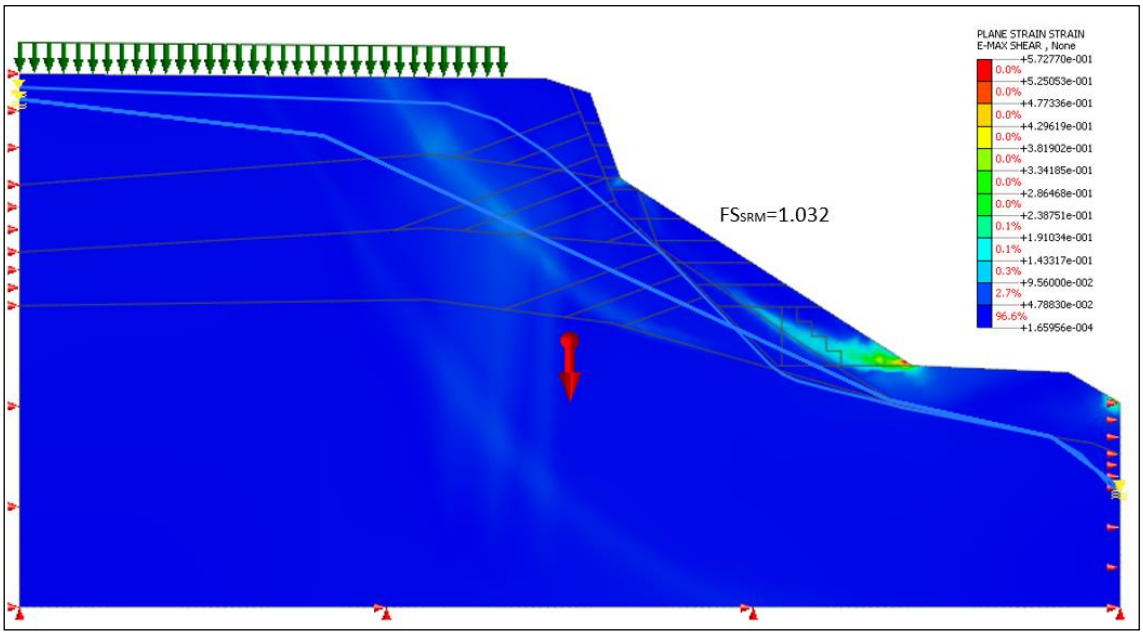


Figura 76. Sección de análisis con resultados de los análisis de reducción de resistencia en condiciones iniciales

En la Figura 78 se presentan los resultados de la condición actual, bajo la situación de que sin realizar ninguna intervención estructural o de drenaje se dé un ascenso importante del nivel freático ante el fenómeno de la niña que está atravesando el Valle de Aburrá. Con base en las hipótesis planteadas, en primer lugar, se presentan en la Tabla 21 las deformaciones que se podrían registrar en el inclinómetro, correspondientes a las que se darían en caso de no realizarse ningún tipo de intervención y se dé el aumento del nivel freático. Estos valores se han usado para trazar la gráfica de la Figura 77, con base en la cual se puede tener una mejor herramienta del control de este instrumento.

Tabla 21. Deformaciones esperadas en el inclinómetro para condiciones sin intervenciones

Nodo	Profundidad [m]	Deformación [mm]
1	0.00	9.00
2	1.00	30.00
3	2.00	50.00
4	3.00	74.00
5	4.00	94.00
6	5.00	119.00

Tabla 21. Deformaciones esperadas en el inclinómetro para condiciones sin intervenciones

Nodo	Profundidad [m]	Deformación [mm]
7	6.00	138.00
8	7.00	148.00
9	8.00	146.00
10	9.00	143.00
11	10.00	125.00
12	11.00	103.00
13	12.00	75.00
14	13.00	58.00
15	14.00	50.00
16	15.00	36.00
17	16.00	23.00
18	17.00	16.00
19	18.00	9.00
20	19.00	0.00

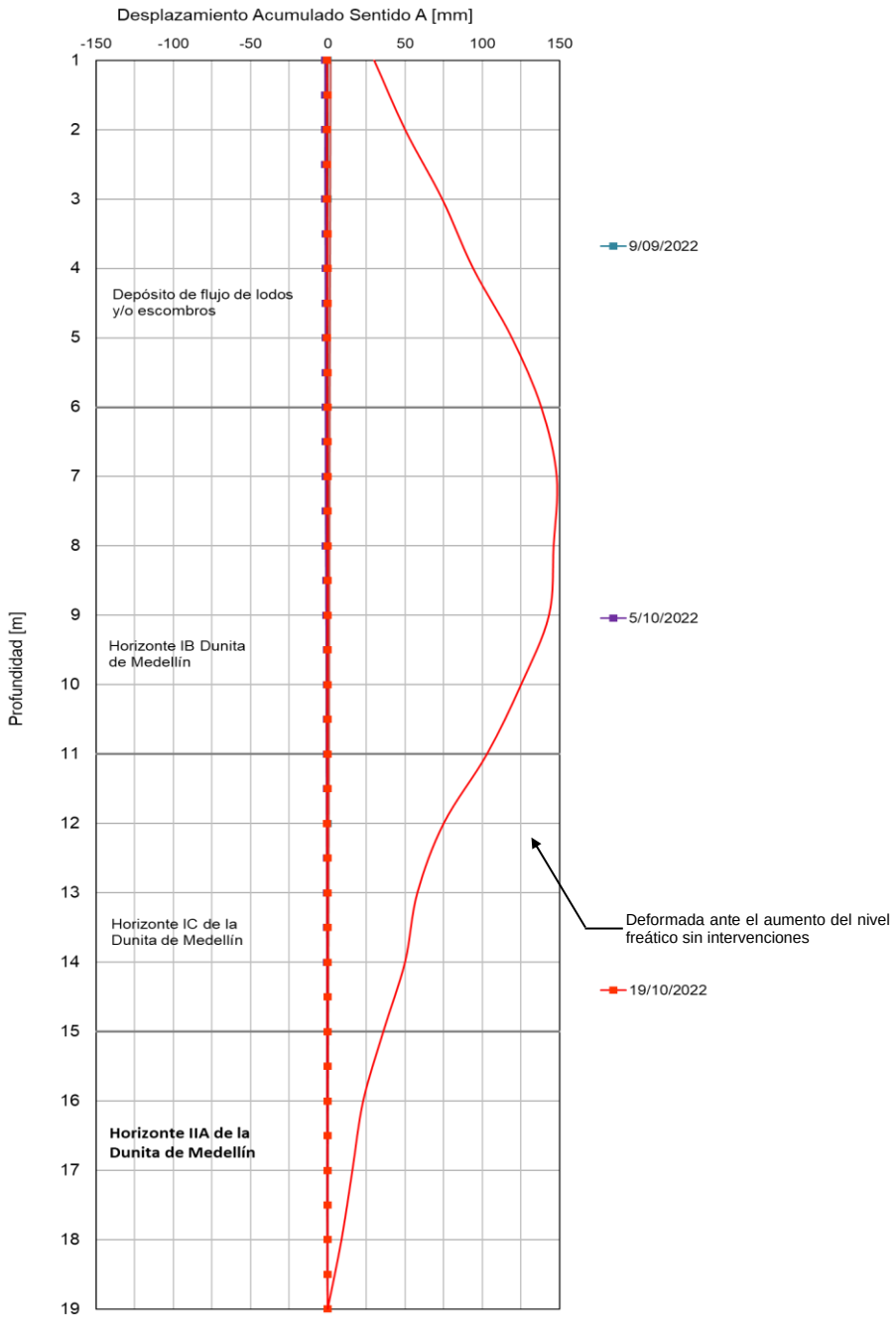


Figura 77. Deformaciones en el inclinómetro en condiciones sin intervenciones

Ahora, en segundo lugar, se puede establecer que las deformaciones bajo esta condición, como puede verse en la Figura 76, se concentrarían en el material suelto que se depositó por el deslizamiento, donde serían del orden de 0.41 m. Estos resultados indican que se podrían dar nuevos desprendimientos de material en la parte baja, que desconfinarían el material de la zona superior, poniendo en mayor riesgo a las viviendas vecinas y a la vía. En la Figura 78 se presenta la condición deformada en caso de no realizarse las obras de estabilización y ante el aumento del nivel freático.

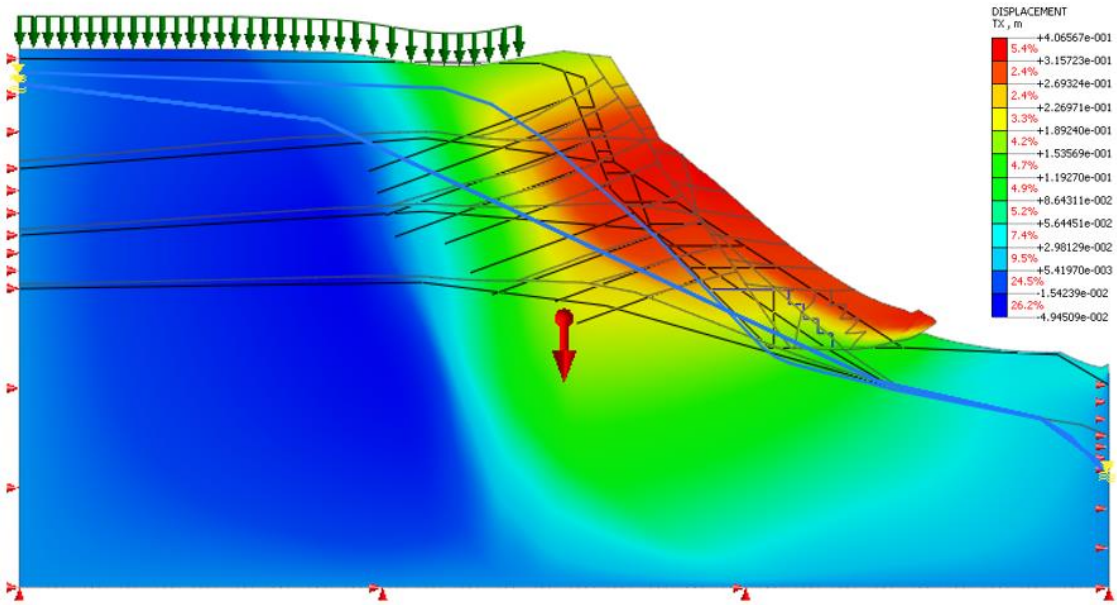


Figura 78. Deformaciones máximas en condiciones sin intervención

4.6.3 Resultados para etapas intermedias

Como se ha mencionado, los análisis se hicieron considerando la intervención definitiva por etapas, iniciando desde la zona superior y con excavaciones del orden de 2.50 m en vertical. Como ejemplo, en la Figura 79 y en la Figura 80, se presentan las deformaciones máximas de corte esperadas para las etapas E1 y E2.

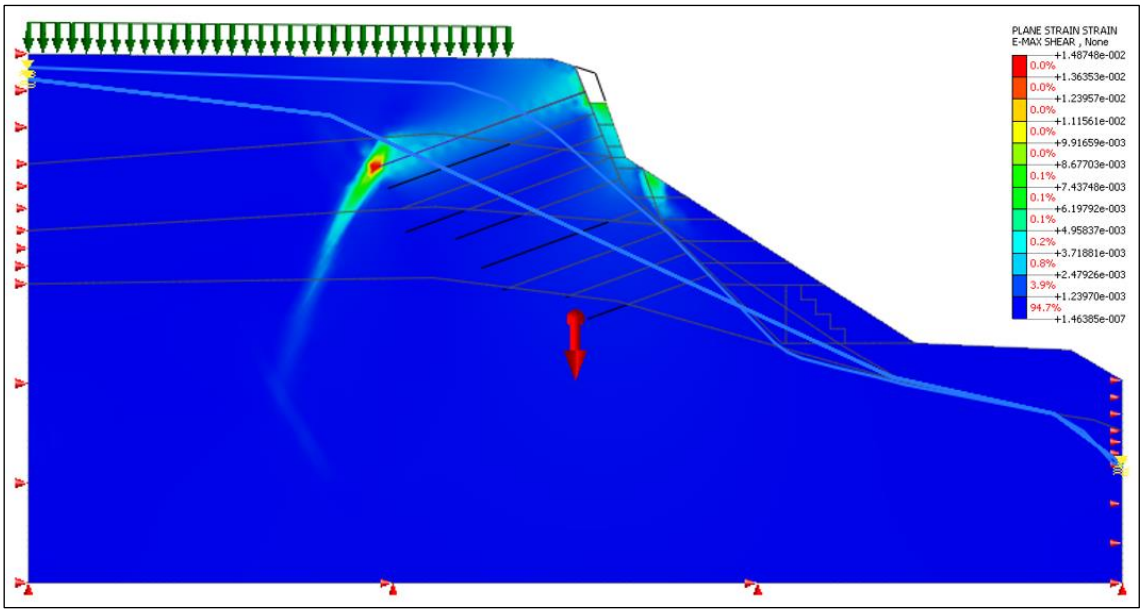


Figura 79. Modelo esfuerzo deformación en la etapa E1

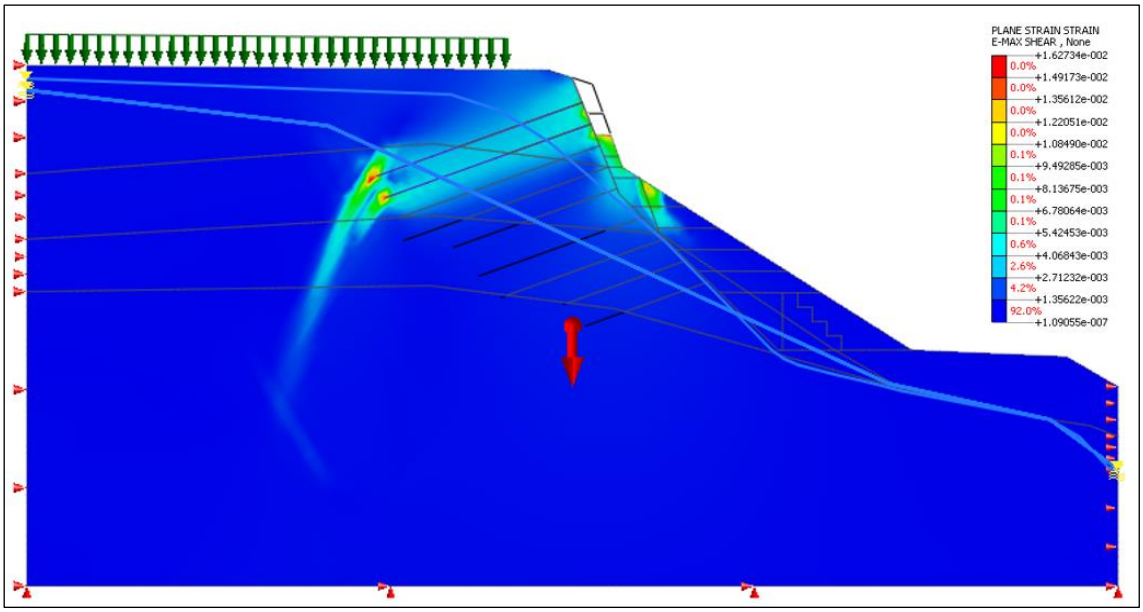


Figura 80. Modelo esfuerzo deformación en la etapa E2

En la Tabla 22 se resumen las deformaciones que se podrían registrar en el inclinómetro instalado en el sitio, por etapa. Esta misma información puede verse de manera gráfica en la Figura 81, la cual se convierte, en el mecanismo de control del inclinómetro durante los procesos constructivos.

Tabla 22. Deformaciones en el inclinómetro en diferentes etapas

N°	Prof [m]	E1 [mm]	E2 [mm]	E3 [mm]	E4 [mm]	E5 [mm]	E6 [mm]	E7 [mm]	E8 [mm]	E9 [mm]	E10 [mm]	Ef [mm]
1	0.0	-12.0	-16.0	-20.0	5.0	-3.0	-11.0	-19.0	-27.0	-32.0	-32.0	-20.0
2	1.0	-11.0	-16.0	-19.0	5.0	-2.0	-9.0	-17.0	-24.0	-29.0	-29.0	-18.0
3	2.0	-10.0	-15.0	-18.0	5.0	-2.0	-8.0	-15.0	-22.0	-27.0	-27.0	-17.0
4	3.0	-9.0	-14.0	-17.0	5.0	-1.0	-7.0	-13.0	-19.0	-24.0	-24.0	-15.0
5	4.0	-8.0	-12.0	-15.0	6.0	0.0	-5.0	-11.0	-17.0	-21.0	-22.0	-13.0
6	5.0	-5.0	-11.0	-14.0	6.0	1.0	-4.0	-10.0	-15.0	-19.0	-19.0	-11.0
7	6.0	-4.0	-8.0	-12.0	6.0	2.0	-3.0	-8.0	-13.0	-17.0	-17.0	-9.0
8	7.0	-2.0	-5.0	-10.0	7.0	3.0	-2.0	-7.0	-11.0	-15.0	-14.0	-7.0
9	8.0	-1.0	-3.0	-6.0	8.0	4.0	0.0	-5.0	-9.0	-12.0	-12.0	-5.0
10	9.0	0.0	-1.0	-3.0	8.0	4.0	1.0	-3.0	-7.0	-10.0	-9.0	-2.0

Tabla 22. Deformaciones en el inclinómetro en diferentes etapas

N°	Prof [m]	E1 [mm]	E2 [mm]	E3 [mm]	E4 [mm]	E5 [mm]	E6 [mm]	E7 [mm]	E8 [mm]	E9 [mm]	E10 [mm]	Ef [mm]
11	10.0	0.0	-1.0	-2.0	7.0	4.0	1.0	-3.0	-7.0	-10.0	-8.0	-2.0
12	11.0	0.0	0.0	-1.0	6.0	4.0	1.0	-3.0	-6.0	-8.0	-7.0	-1.0
13	12.0	0.0	0.0	0.0	5.0	4.0	2.0	-1.0	-4.0	-6.0	-4.0	1.0
14	13.0	0.0	1.0	1.0	4.0	3.0	4.0	1.0	-1.0	-3.0	-2.0	3.0
15	14.0	0.0	1.0	1.0	2.0	2.0	2.0	1.0	0.0	-2.0	0.0	4.0
16	15.0	0.0	0.0	1.0	2.0	2.0	2.0	4.0	3.0	2.0	3.0	6.0
17	16.0	0.0	0.0	0.0	3.0	2.0	3.0	4.0	4.0	3.0	5.0	7.0
18	17.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.0	2.0	3.0	3.0	3.0	4.0	5.0
19	18.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	3.0
20	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

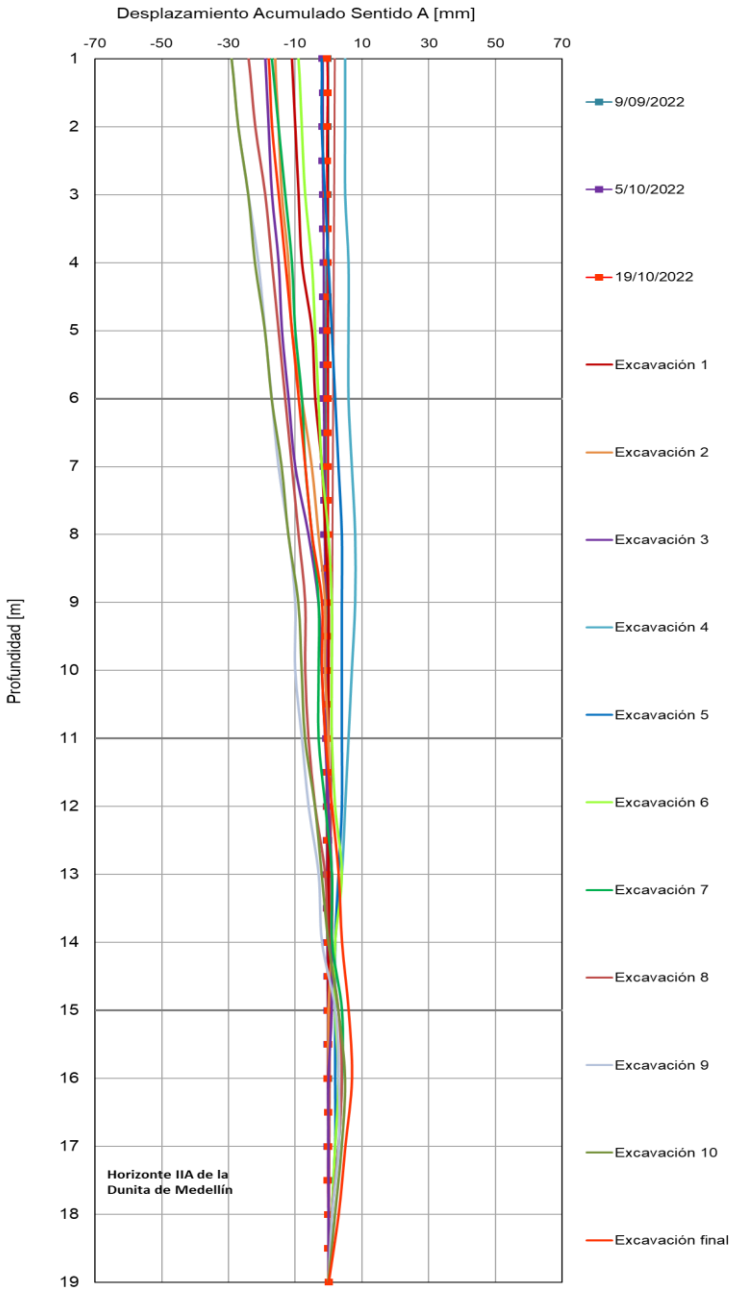


Figura 81. Deformaciones en el inclinómetro considerando etapas de construcción

4.6.4 Resultados para la etapa final

En la Figura 82 se presenta la que sería la superficie de falla esperada en condiciones finales, considerando todas las líneas de anclaje proyectadas y la construcción del muro en gaviones y el lleno en el trasdós, así como el descenso en el nivel freático como resultado de las obras hidráulicas. Se destaca que los resultados obtenidos en la sección de análisis son consistentes con lo presentado en los modelos de equilibrio límite presentados en la Figura 70, tanto en cuanto al factor de seguridad como en relación con la superficie de falla mínima. Además, ambos análisis implican que con

la solución planteada se cumple con el factor de seguridad mínimo recomendado por la normatividad vigente.

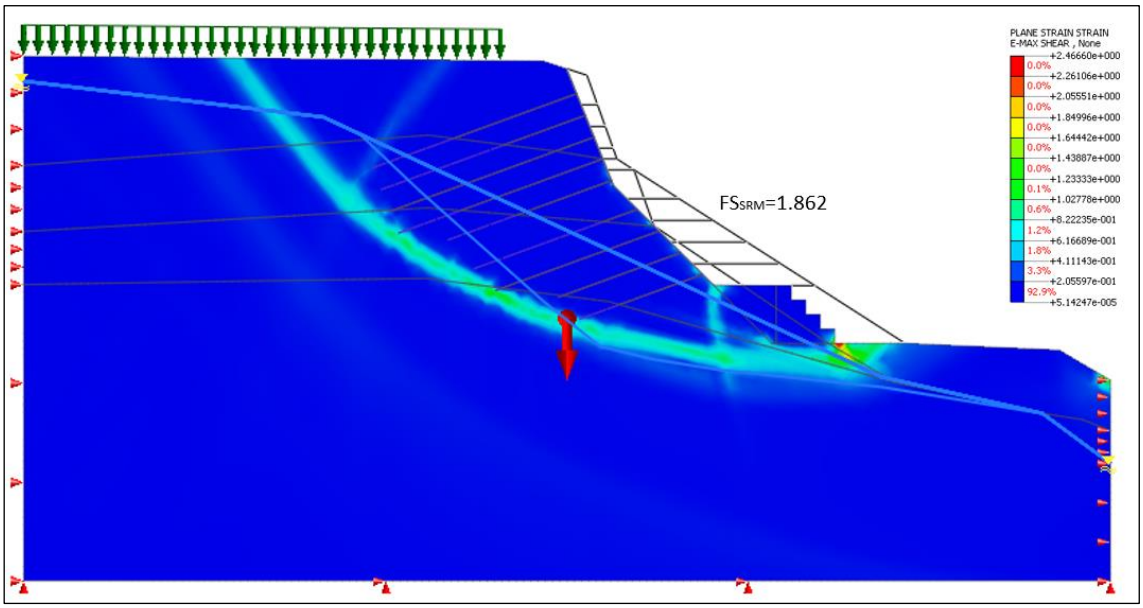


Figura 82. Sección de análisis mostrando reducción de resistencia en condiciones proyectadas

Se concluye, entonces, que la solución recomendada es satisfactoria para atención de la problemática, tanto en lo que tiene que ver con el comportamiento de talud como con las viviendas de la parte alta y la vía de la parte baja. No obstante, cabe aclarar que el papel de la instrumentación instalada (inclinómetro) juega un papel fundamental en el seguimiento y viabilidad de la zona superior, razón por la cual se recomienda el siguiente mecanismo de control de las deformaciones.

4.6.5 Mecanismo de control de las deformaciones

4.6.5.1 Seguimiento al inclinómetro

Como mecanismo principal de control, se recomienda que justo antes de iniciar con el movimiento de tierras se tome una lectura del inclinómetro, que deberá ser considerada como una nueva lectura base del instrumento. Las deformaciones máximas deberán ser como las presentadas en la Tabla 21.

Luego, se deberá tomar una lectura antes de cada etapa de construcción, para calcular los desplazamientos con base en la nueva lectura inicial de antes de iniciar el proceso constructivo. Si las deformaciones son mayores que las presentadas en la Tabla 22, se deberá evaluar la situación con la interventoría, para determinar a que pueden deberse las diferencias y tomar las acciones que se requieran.

Una vez ejecutadas las obras de estabilización, se espera que las deformaciones que se presenten en el inclinómetro sean como máximo iguales a las mostradas en la Figura 83 y en la Tabla 23, afectadas solamente por lo que sería la precisión de los torpedos de lectura que se usen para monitoreo.

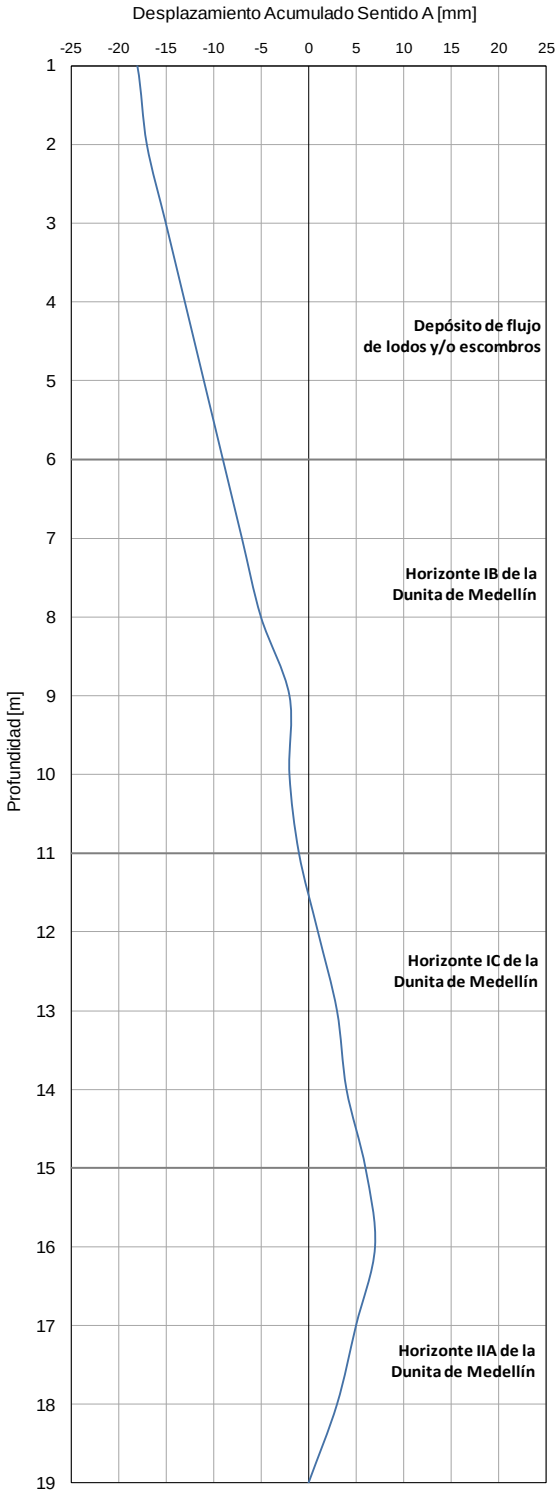


Figura 83. Deformaciones en el inclinómetro en condiciones proyectadas

Tabla 23. Deformaciones en el inclinómetro en condiciones proyectadas

Nodo	Profundidad [m]	Deformaciones en condiciones proyectadas [mm]
1	0.00	-20.00
2	1.00	-18.00
3	2.00	-17.00
4	3.0	-15.0
5	4.0	-13.0
6	5.0	-11.0
7	6.0	-9.0
8	7.0	-7.0
9	8.0	-5.0
10	9.0	-2.0
11	10.0	-2.0
12	11.0	-1.0
13	12.0	1.0
14	13.0	3.0
15	14.0	4.0
16	15.0	6.0
17	16.0	7.0
18	17.0	5.0
19	18.0	3.0
20	19.0	0.0

Se deberán hacer un par de lecturas de seguimiento una vez finalizada la construcción y si el instrumento no evidencia movimiento se podrá viabilizar el retorno de las viviendas adyacentes a la corona del escarpe y a los flancos norte y sur del proceso morfodinámico, que actualmente se encuentran con orden de evacuación. Posteriormente, el monitoreo deberá realizarse mensualmente, durante un periodo

mínimo de un año. Cabe aclarar que de acuerdo con la disposición de los ejes con el que quedó instalado el inclinómetro, estas deformaciones pueden darse tanto en el eje A como en el eje B.

4.6.5.2 Seguimiento a las viviendas del sector

En la parte alta del talud a intervenir, se tiene un grupo de viviendas, en parte evacuadas de manera temporal mientras se resuelve la problemática. Así las cosas, se consideró relevante hacer un análisis de los posibles niveles de daños que se pueden presentar en las mismas, en caso de no hacerse las intervenciones acá recomendadas.

De acuerdo con el numeral H.5.1.3 de la NRS-10, se tiene que "los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en un área de excavación y sus alrededores, deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, indica que "la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en un edificio que se proyecte construir".

Se procedió, entonces, a validar los movimientos verticales y horizontales con base en Burlan (1975) y Boscardi & Cording (1989). En la Figura 84, se presenta la forma de determinar las deformaciones unitarias laterales y las distorsiones angulares debidos a los movimientos traslacionales y asentamientos.

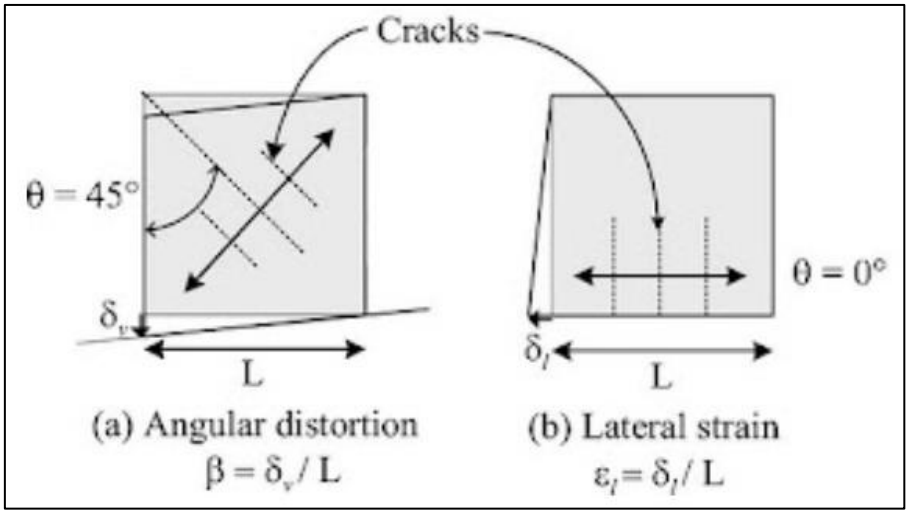


Figura 84. Distorsión angular y deformación unitaria lateral

Para el sitio crítico en estudio, Palos Verdes, se fijaron tres puntos para análisis de las viviendas, según se muestra en la Figura 85. En la Tabla 24 se presentan los datos de deformaciones y asentamientos obtenidos con base en los análisis geotécnicos, los del tipo esfuerzo vs. deformación, tanto en estado natural (sin estabilización de ladera) como con la intervención de estabilidad (con estabilización de ladera).



Figura 85. Puntos de localización de viviendas

Tabla 24. Datos obtenidos de los análisis de tipo geotécnico

Punto	Desplazamiento Lateral (δt)		Longitud (L)	Asentamientos (Sv)	
	Condición natural [m]	Condición con estabilización [m]	Longitud vivienda [m]	Condición natural [m]	Condición con estabilización [m]
1	0.2195	0.0552	14.6	0.7687	0.0325
2	0.2581	0.0494	8.53	0.7874	0.0346
3	0.2898	0.0402	9.1	0.7624	0.0150

En la Tabla 25 se presentan los resultados que se pueden presentar al no tener una intervención en la ladera de análisis. Estos valores, evaluados con base en la Figura 86, darían como resultado un daño severo en la estructura. Es decir, es necesaria la intervención del sitio con las obras recomendadas.

Tabla 25. Resultados sin estabilización de ladera

Punto	Deformación lateral unitaria (εt)	Distorsión angular (β)
3	4.53E-03	2.19E-03
2		
2	3.48E-03	2.75E-03
3		

En la Tabla 26 se presentan los resultados si se hace la intervención recomendada en la ladera. Estos valores, evaluados con la Figura 86, darían como resultado un daño leve para las viviendas que se encuentren al costado de la cancha con respecto al punto 2 definido en la Figura 85. Por el contrario, para las viviendas que se encuentren al costado de la ladera con respecto al punto 2 definido en la Figura 85 pueden llegar a tener un daño moderado.

Tabla 26. Resultados con estabilización de ladera

Punto	Deformación lateral unitaria(εt)	Distorsión angular (β)
1	6.80E-04	2.46E-04
2		
2	1.01E-03	2.75E-03
3		

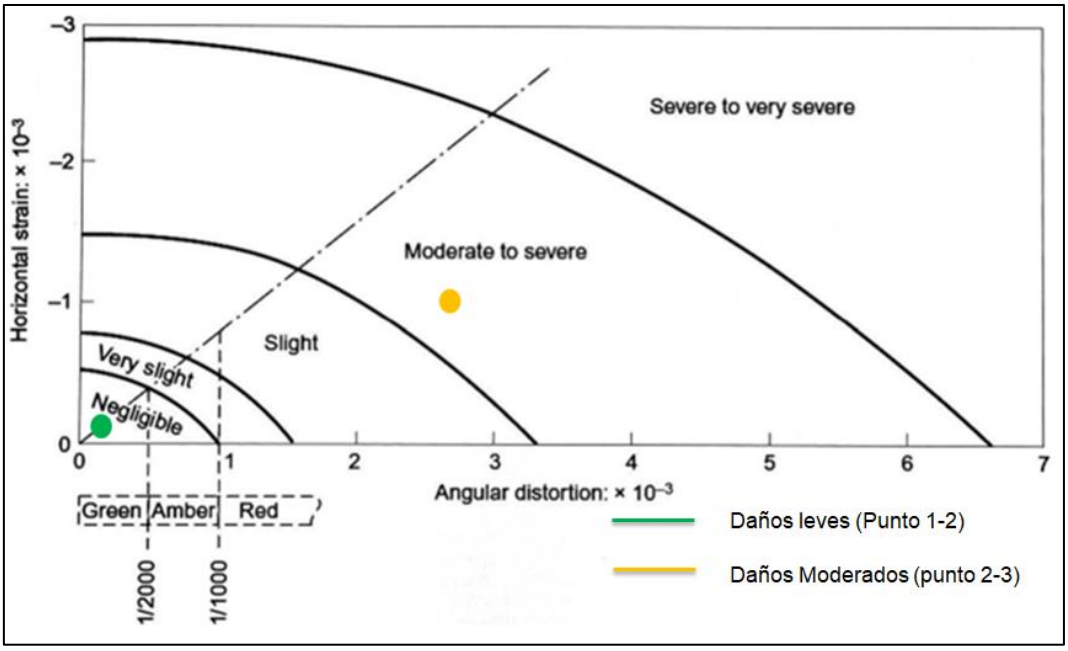


Figura 86. Nivel de riesgo según Boscardi y Cording (1989)

Estos niveles de daño, leves y moderados, se consideran aceptables y no implican que haya riesgo alto para las viviendas por efecto de la construcción de las obras. No obstante, es posible que se presenten afectaciones menores, tales como fisuras, lo que implica que es necesario el monitoreo de las viviendas durante la ejecución de las obras y durante el mismo tiempo en que se recomienda especial monitoreo del inclinómetro. Se estima que, a lo sumo, serán necesarias tareas de mantenimiento general de las paredes fisuradas.

4.7 ANÁLISIS RUNOUT

Una parte fundamental de estimar el riesgo asociado a un movimiento en masa, está en determinar cuál será la extensión de la zona afectada y la velocidad del movimiento asociado. De hecho, esta tarea ha sido de gran interés para diferentes autores, lo que ha llevado a la generación de varios tipos de metodologías para este fin, empíricas, analíticas y numéricas.

Un índice típicamente usado para definir la movilidad de un deslizamiento, es el ángulo de inclinación de la línea que une la corona del deslizamiento con el pie de la zona de depósito. Este ángulo, inicialmente definido como fahrböshung o ángulo de viaje, tiene varias interpretaciones, teniéndose que algunos autores lo definen como el ángulo de fricción equivalente. Scheidegger (1973), refinó este concepto considerando que la tangente de este ángulo representa el coeficiente de fricción en el contacto entre la masa deslizante y el terreno natural, definido como la relación entre la caída vertical (H) y la distancia horizontal (L) o runout (Figura 87).

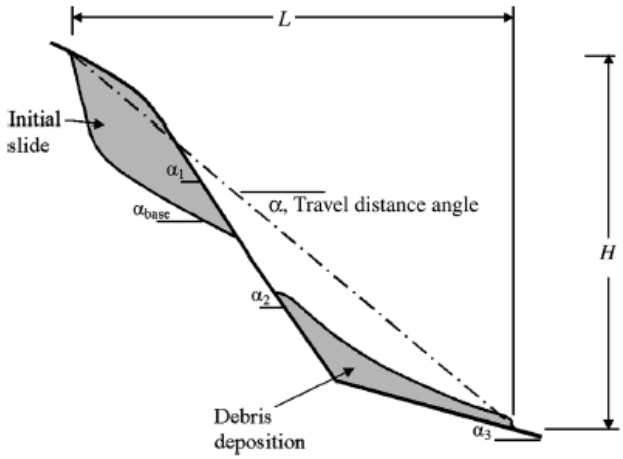


Figura 87. Definición de distancia y ángulo de viaje (Hunter & Fell, 2003)

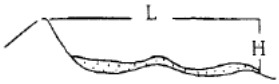
Con el objetivo de estimar la distancia máxima de viaje de un deslizamiento o runout (L en la Figura 87), existen diferentes metodologías empíricas, las cuales se basan en observaciones de campo y análisis estadísticos que permiten la correlación entre diferentes variables que caracterizan tanto el deslizamiento (volumen y tipo de mecanismo, entre otros) como el camino sobre el cual se desarrollan con la distancia que viaja la masa deslizada.

Es importante mencionar que estas correlaciones se basan en análisis estadísticos y que los datos de base suelen ser relativamente dispersos, por lo que el uso de estas ecuaciones debe ser considerado con precaución, ya que en algunos casos pueden generar resultados optimistas. No obstante, su uso puede ser apropiado para la estimación de la distancia de viaje de manera preliminar (Corominas, 1996), (Dai, Lee, & Ngai, 2005), (Hungr, Corominas, & Eherhardt, 2005) y (Hunter & Fell, 2003).

El primero de estos autores considera que hay una relación entre H/L y el volumen de la masa deslizada, teniendo en cuenta el mecanismo de la falla (caída de rocas,

avalanchas, deslizamientos rotacionales, flujo de tierras o flujo de detritos) y las características del camino sobre el cual se mueve la masa (presencia o no de obstáculos).

Corominas, (1996), considera diferentes posibles caminos, los cuales se resumen en



la (r) runup

Figura 88. Igualmente, tiene en cuenta diferentes mecanismos de deslizamientos, de cara a obtener los parámetros A y B de la ecuación Log(H/L)=A+BLog(V), donde V es el volumen en m^3.

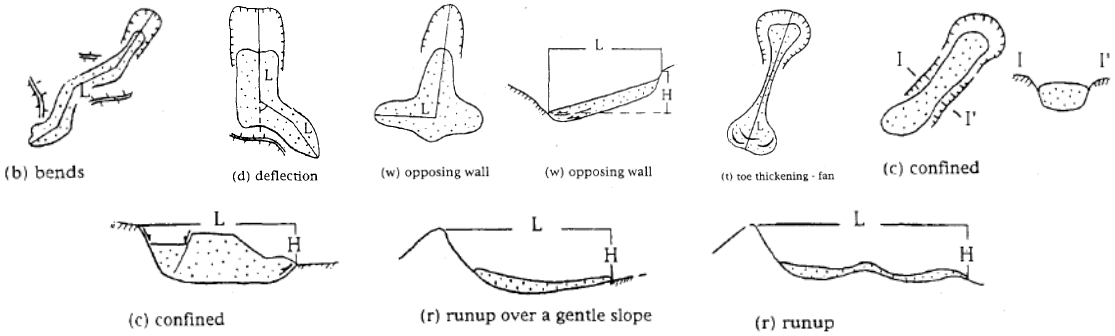


Figura 88 Tipos de obstáculos considerados en la topografía (Corominas, 1996)

En la Figura 89 se presentan los resultados de la regresión de H/L de acuerdo con el mismo autor.

Table 1. Results of the regression of *H/L* (tangent of reach angle) versus landslide volume for each landslide group.

Landslide type	*N*	Path type	*A*	*B*	*r*	r^2	Standard error	*F* test	Probability	Mean confidence limits 95% Lower	Mean confidence limits 95% Upper	Slope confidence limits 95% Lower	Slope confidence limits 95% Upper
All landslides	204	All	−0.047	−0.085	0.791	0.625	0.161	343.792	0.0001	−0.441	−0.396	−0.094	−0.076
Rockfalls													
All	47	All	0.210	−0.109	0.871	0.759	0.123	141.899	0.0001	−0.326	−0.253	−0.128	−0.091
Obstructed	16	*w+f*	0.231	−0.091	0.913	0.834	0.078	70.416	0.0001	−0.187	−0.103	−0.115	−0.068
Deflected	6	*d*	1.078	−0.233	0.924	0.854	0.121	23.313	0.0085	−0.687	−0.413	−0.366	−0.099
Unobstructed	14	*u*	0.167	−0.119	0.961	0.924	0.073	146.248	0.0001	−0.395	−0.309	−0.141	−0.098
Translational slides													
All	69	All	−0.159	−0.068	0.819	0.670	0.137	136.321	0.0001	−0.500	−0.435	−0.080	−0.057
Obstructed	23	*w+f*	−0.133	−0.057	0.869	0.756	0.101	65.051	0.0001	−0.469	−0.382	−0.072	−0.042
Unobstructed	42	*u+l+r*	−0.143	−0.080	0.892	0.796	0.115	155.963	0.0001	−0.504	−0.433	−0.093	−0.067
Debris flows													
All	71	All	−0.012	−0.105	0.873	0.763	0.137	221.572	0.0001	−0.451	−0.386	−0.119	−0.091
Obstructed	29	*w+d+f*	−0.049	−0.108	0.921	0.849	0.101	151.482	0.0001	−0.347	−0.270	−0.126	−0.090
Channelized	19	*b+h*	−0.077	−0.109	0.831	0.690	0.171	37.855	0.0001	−0.633	−0.467	−0.146	−0.072
Unobstructed	18	*u+l+e*	−0.031	−0.102	0.932	0.868	0.093	105.024	0.0001	−0.451	−0.358	−0.123	−0.081
Earthflows and mudslides													
All	17	All	−0.214	−0.070	0.805	0.648	0.131	27.589	0.0001	−0.646	−0.512	−0.098	−0.041
Unobstructed	8	*u+l*	−0.220	−0.138	0.953	0.908	0.074	59.357	0.0003	−0.535	−0.408	−0.182	−0.094

Notes: log (*H/L*) = A + B log vol, where *H*, *L* are measured in m and volume is measured in m^3. In all cases there is no lineal dependence between residuals and both log volume and predicted log (*H/L*).

Figura 89. Regresión de H/L según (Corominas, 1996)

Por otro lado, Hunter & Fell, (2003) encontraron que el ángulo de viaje está relacionado con el ángulo del talud ($\alpha 2$ en Figura 87), el confinamiento del camino, el tipo de

material y el talud en condiciones iniciales. No establecen un solo tipo de regresión, más bien define un resumen de diferentes métodos para la predicción de H/L en función del tipo de material y características del talud, tal como se presenta a continuación en la Figura 90.

Initial slide classification	Slope and material type	Material properties	Volume range (m^3)	Predictive method of *H/L*	Travel path confinement	Reference in paper	Comments
Flow slides in contractile soils	Coal mine waste spoil piles (sandy gravels)[a]	Low fines content (<5–10%); loose dumped	Up to 5×10^6	For curved downslope geometry, use the mean and standard deviation	Confined; high mobility	Tables 3, 4	Consider confined, high mobility separately[a]; for normal mobility, disregard degree of confinement when using tables and figure
				If the geometry is relatively constant, use the downslope angle, α_3	Confined to unconfined	Tables 3, 4; Fig. 14	
	Loose silty sand fills (Hong Kong)	10–50% fines with low clay content (<10–20%); density ratio <85–90% standard maximum dry density	50–500	Mean and standard deviation	Unconfined	Table 3	Case studies from loose fill slopes, Hong Kong
			500–10 000	Mean and standard deviation or slide volume	Unconfined	Table 3; Fig. 12	
Failures in dilative soils[b]	Cut slopes (residual soils, saprolite, and colluvium)	Silty sands to sandy silts; low clay content; varying gravel content	Up to 100–500	Cut slope angle, α_{cut}	Unconfined	Eq. [2]	Derived from case studies of cuts with flat slopes at toe; lower bound in Fig. 8 for type 2 cut slopes; use natural slope correlations if difference in slope angle is <10–20°
			Up to 20 000	Cut slope angle, α_{cut}, and slide volume	Unconfined	Fig. 8	
	Natural slopes (colluvial and some residual soils)	Silty sands to gravelly and cobbly soils; low clay content	Up to 10 000	Downslope angle, α_2	Confined	Eq. [5]; Fig 11	Use mean and standard deviation for preliminary estimate of *H/L* to establish α_2 (from Table 3), then use eqs. [3]–[5] (or Fig. 11) for more accurate prediction of travel distance angle
					Partly confined	Eq. [4]; Fig 11	
					Unconfined	Eq. [3]; Fig 11	

[a]High-mobility events associated with confined travel path and liquefaction-susceptible materials mantling downslope travel path.
[b]Inclusive of defect-controlled slides, slides of debris, and slides through the soil mass.

Figura 90. Resumen de metodologías para estimar H/L según (Hunter & Fell, 2003)

En el estudio de la inestabilidad evidenciada en el sitio crítico Palos Verdes, en Manrique, la estimación de la distancia de viaje o runout no es un factor determinante ya que se trata de un deslizamiento que ya falló y sobre el cual no se prevé un riesgo adicional. Sin embargo, se considera un ejercicio válido comparar los valores de runout que se estiman con el real.

El deslizamiento registrado tiene un volumen aproximado de 2000 m^3, habiéndose desarrollado en el talud de corte generado para la construcción de la vía, el cual contaba con una inclinación inicial de 50°. Teniendo en cuenta esta información, siguiendo la metodología propuesta por Corominas (1996), se establece que el camino es del tipo *runup over a gentle slope* (Figura 88), por lo que se trata de un deslizamiento rotacional con el camino no obstruido (Figura 89). Esto da como resultado que la relación H/L sea de 0.39. Así las cosas, teniendo en cuenta que la altura desde la corona a la vía es de 19 m, se estima un runout o distancia de viaje de 43 m.

Sobre el hecho de que se haya considerado un deslizamiento de tipo rotacional, se puede anotar que aunque en el sitio se hayan detectado estructuras heredadas del material parental, realmente estas no fueron las causantes del deslizamiento. Téngase

en cuenta, además, que la cicatriz del proceso morfodinámico es semicircular, característica de deslizamientos de tipo rotacional. Por otro lado, los análisis de estabilidad ya presentados en el numeral 4.5 de este documento, permiten mostrar que, considerando este mecanismo de falla, la forma de la superficie potencial de falla corresponde con la vista en el sitio (Figura 63).

Por otro lado, siguiendo la metodología propuesta por Hunter & Fell (2003), tenemos que se trata de un deslizamiento en un corte. Ya que se trata de una masa con un volumen superior a 500 m^3, la relación H/L se obtiene siguiendo la relación presentada en la Figura 91, teniendo en cuenta que se trata de un talud tipo 1. Se obtiene, entonces, una relación H/L de 0.66 y por lo tanto un valor de L de 28 m.

Fig. 8. *H/L* normalized against tangent of the cut slope angle (α_{cut}) versus volume for cut slopes in Hong Kong failing onto a near-horizontal slope at the toe.

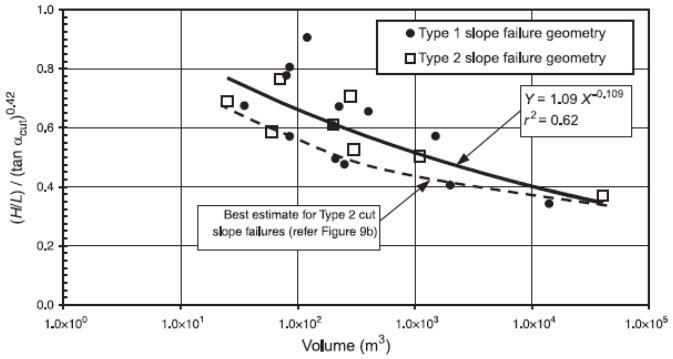


Figura 91. Relación H/L para taludes en corte según (Hunter & Fell, 2003)

El valor real de distancia de viaje para este deslizamiento es de aproximadamente 24 m, con lo cual, para este caso, la metodología establecida por Hunter & Fell, (2003) se ajusta bastante bien a la medida real. Es importante mencionar que este autor considera como parte de sus hipótesis que los taludes en corte se cruzan con una superficie horizontal, lo cual no es especificado en la metodología de Corominas, (1996), que simplemente establece que la pendiente de la zona donde cae el material tiene una pendiente suave, lo cual puede aumentar la distancia de viaje del deslizamiento.

4.8 DISEÑO DEL MURO EN GAVIONES

4.8.1 Condiciones de empuje

Para realizar el análisis de los empujes que actúan sobre el muro de contención, se tienen en cuenta las metodologías de Coulomb para el caso del empuje activo y Mononobe Okabe para el empuje seudoestático, este último representativo del caso seudoestático.

El método para calcular la presión activa es el de Coulomb, el cual considera como hipótesis fundamental una superficie de falla plana que, aunque difiere un poco de la real que se da en el suelo, realmente lleva a resultados cercanos a la realidad.

Se usa el método de Mononobe-Okabe para la presión activa en el caso seudoestático, siendo este método una extensión del Método de Coulomb, pero en el cual se han introducido en las condiciones de equilibrio aceleraciones que se aplican en la cuña

activa del suelo y que representan las fuerzas sísmicas, tratándose entonces de un método del tipo seudoestático.

En el diseño, se tomó como hipótesis un lleno completo horizontal en el trasdós del muro. Resulta importante aclarar que sobre este no se consideran sobrecargas adicionales y que cualquier uso diferente de la plataforma, podría poner en riesgo la estructura.

4.8.2 Perfil geotécnico y caracterización de los materiales

Además de los parámetros de diseño de los materiales presentados en el numeral 4.3, se tiene que para el material de relleno de los gaviones se consideró un peso unitario promedio de 28 kN/m^3 según el Manual Técnico de Maccaferri, por lo que considerando una porosidad del orden del 30%, el peso unitario del muro de gavión sería de 19.6 kN/m^3. Sin embargo, se utilizó un valor de 16.5 kN/m^3 debido a las restricciones del Artículo 681 de las especificaciones de construcción INVIAS (INVIAS, 2012).

El material para el lleno del trasdós deberá ser una arena limpia, SW o SP, según el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos, para las cuales el porcentaje de finos máximo es del 5%. No obstante, se acepta material que sea predominantemente arenoso con un contenido de limos máximo del 12%, es decir, arenas limosas bien o mal gradadas, SW_SM o SP_SM, según el Sistema de Clasificación unificada de suelos. El lleno del muro deberá compactarse como mínimo al 90% del Proctor modificado, de manera que se obtenga una densidad seca mínima de 18 kN/m^3. Se recomienda compactar por el lado húmedo de la curva de compactación, con una humedad de compactación máxima de 3% por encima de la óptima. Se deberán tomar muestras para control de la compactación en cada una de las capas, las cuales no deberán tener un espesor mayor a 0.2 m. El lleno deberá extenderse en todo del área en planta del muro que se va a implantar. Se recomienda solicitar al Contratista ensayos sobre los materiales de las fuentes de material disponibles para la construcción del lleno.

4.8.3 Criterios de aceptación de estabilidad interna

Para juzgar los resultados de los análisis de estabilidad, se tienen en cuenta los factores de seguridad mínimos requeridos establecidos en la Tabla H.6.9-1 de la NSR-10, los cuales se presentan en la Tabla 27, según el caso de análisis, estático o seudoestático.

Tabla 27. Factores de seguridad de referencia

Criterio de estabilidad	$FS_{Estático}$	$FS_{Seudoestático}$
Volcamiento	3.00	2.00
Deslizamiento	1.60	1.05
Capacidad de soporte	3.00	1.25

4.8.4 Evaluación de la estabilidad interna

De la Figura 92 a la Figura 94 se presenta la geometría de los muros propuestos, mientras que las características del material de fundación se incluyen en las memorias de cálculo presentadas como anexo a este informe.

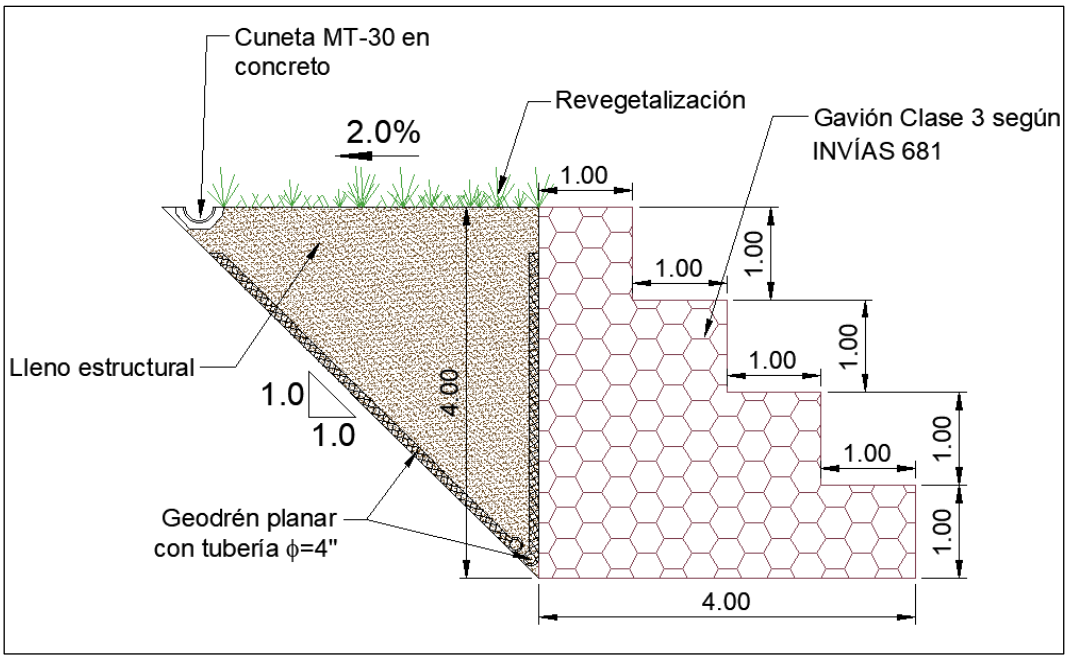


Figura 92. Dimensiones de muro en gaviones tipo 1

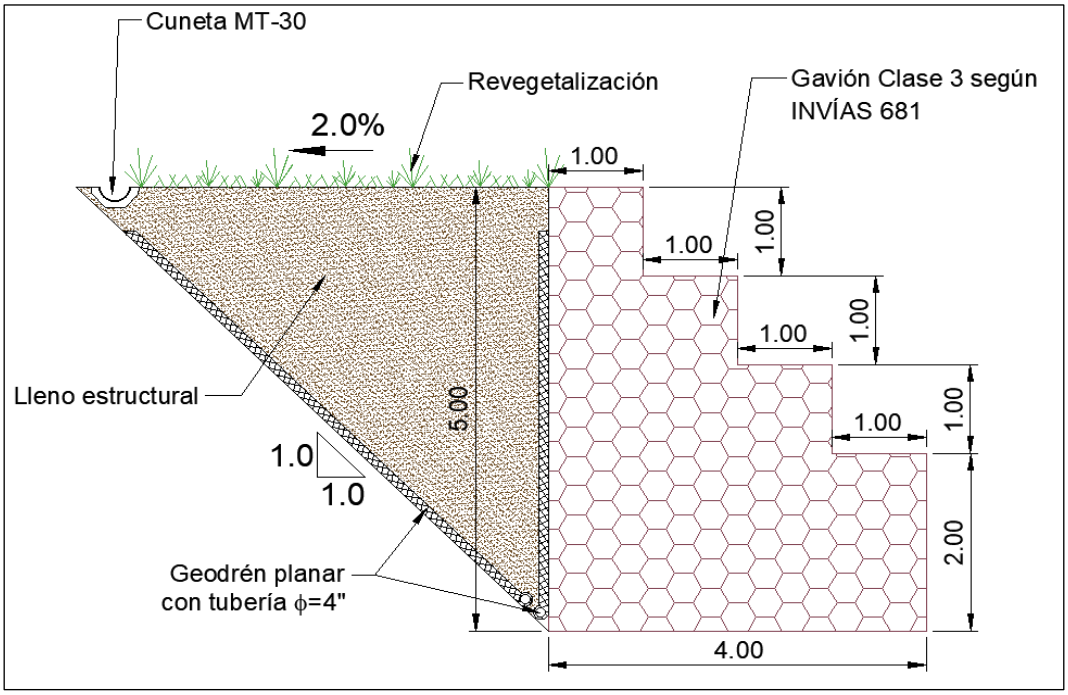


Figura 93. Dimensiones de muro en gaviones tipo 2

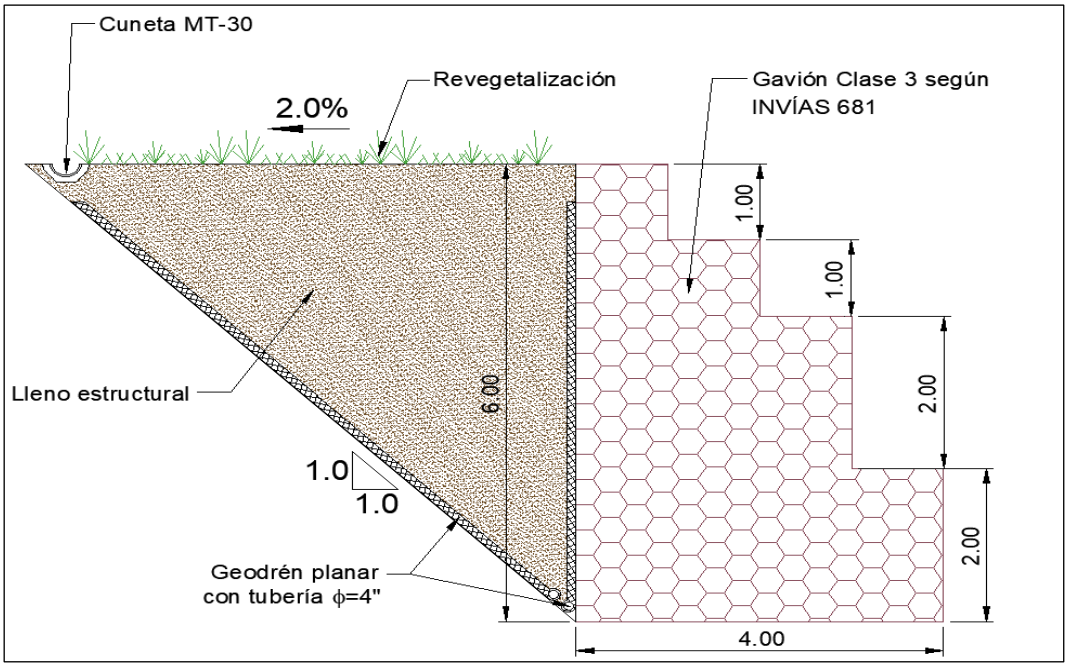


Figura 94. Dimensiones de muro en gaviones tipo 3

Se calcularon los factores de seguridad frente a falla del muro de contención por volcamiento, deslizamiento y capacidad de soporte, en caso estático y seudoestático, para las tres tipologías de muro recomendadas. En la Tabla 28 se presentan los factores de seguridad obtenidos, los cuales indican condiciones de estabilidad satisfactorias por cuanto son mayores que los mínimos requeridos.

Tabla 28. Resultados evaluación de estabilidad interna

Criterio	Muro tipo 1		Muro tipo 2		Muro tipo 3	
	FS Estático	FS Seudoestático	FS Estático	FS Seudoestático	FS Estático	FS Seudoestático
Volcamiento	9.93	4.10	6.62	2.88	4.70	2.16
Deslizamiento	4.44	2.29	3.62	1.89	3.67	1.93
Capacidad de soporte	40.56	23.77	26.59	11.10	21.20	6.21

Se resalta que el análisis seudoestático para la condición de deslizamiento es el que controló el dimensionamiento de las tres tipologías de muro propuestas y que de acuerdo con la calidad de los materiales de fundación los muros tienen un factor de seguridad elevado. Esto último se debe en parte a que el muro se ha dimensionado para mejorar las condiciones de estabilidad del talud, para facilitar el proceso constructivo y aprovechar el espacio ya adecuado antes en el sitio para implantar el lavadero.

Los detalles del diseño del muro se pueden revisar en las memorias de cálculo se presentan como anexos a este informe.

4.9 DISEÑO DE LOS ANCLAJES PASIVOS

4.9.1 Dimensionamiento

El diseño del sistema de contención con anclajes pasivos tipo soil nailing, se realizó siguiendo los lineamientos del documento guía “Soil Nail Walls Reference Manual (FHWA, 2015)”.

El primer parámetro que se consideró en el diseño es la longitud, la cual se estimó teniendo en cuenta la profundidad de la superficie de falla y la necesidad de sobrepasar los primeros materiales (depósito de flujo de lodos y escombros y el horizonte IB de Dunita de Medellín), que de acuerdo con lo presentado anteriormente son los materiales de menor resistencia mecánica.

El ángulo de inclinación se tomó de acuerdo con el numeral 6.3.3c del documento en mención, en el cual recomiendan ángulos de inclinación entre 10° y 20°. Se optó por el mayor ángulo de este rango, para lograr posicionar los anclajes en material más competente.

La separación vertical se tomó como 1.5 m y la horizontal de 1.5 m, valores que cumplen la separación recomendada que se presenta en el documento guía.

El espesor del concreto lanzado que en el documento se identifica como “**Hi**” se recomienda de 0.12 m, ajustándose a los valores recomendados por la guía (entre 0.10 m y 0.15 m).

La capacidad a la tensión de la barra y la platina de los anclajes se toma de la siguiente manera, donde Fy es la fluencia de la barra de acero recomendada de 420 MPa, As es el área de la sección de barras N°10 (819 mm^2) y FS es el factor de seguridad en condiciones de servicio de 1.7, obteniéndose como resultado una **capacidad a la tensión de 202 kN.**

$$T[kN] = \frac{FyAs}{FS}$$

En cuanto al parámetro denominado “bond strength”, que es la fuerza de adherencia, se toma de acuerdo con la tabla que se presenta a continuación, considerando que el material en el que se van a instalar los anclajes es predominantemente finogranular y el método de construcción es rotado, esto último considerando las máquinas de perforación disponibles en el mercado. Se toma, entonces, un valor de 5 psi, equivalentes a 35 kPa.

El diseño estructural de los anclajes, concreto lanzado y dados se presenta como anexo de este informe.

Tabla 29. Estimación de la fuerza de adherencia para suelos fino granulares

Drill-Hole Drilling Method	Soil Type	Bond Strength, q_u (psi)
Rotary Drilled	Silty clay	5 - 7
Driven Casing	Clayey silt	13 - 20
Augered	Loess	4 - 11
Augered	Soft clay	3 - 4
Augered	Stiff clay	6 - 9
Augered	Stiff clayey silt	6 - 15
Augered	Calcareous sandy clay	13 - 20

4.9.2 Recomendaciones de campo

Durante la perforación de los anclajes, es recomendable que se lleve a cabo un registro de cada elemento, el cual contendrá la fila y el número, la fecha de inicio y finalización de la excavación y una descripción del material excavado. Esta descripción debe incluir además la profundidad del nivel freático, de ser encontrado. Se debe contar con acompañamiento de personal calificado (geólogo e ingeniero civil geotecnista), que se encargue de verificar la calidad de los materiales recuperados producto del retorno de las perforaciones, especialmente en cuanto a su origen, y a la validación de los diseños.

Los elementos tipo soil nailing, se ensayan en campo para verificar que las cargas de diseño puedan ser tomadas por el anclaje, sin movimientos excesivos y con un adecuado factor de seguridad. Con las pruebas, también se verifica la calidad del contratista en procesos de perforación, instalación e inyección antes y durante construcción. Se recomiendan cinco pruebas, distribuidas dos para los anclajes empotrados en el depósito de vertiente, dos para los anclajes en el horizonte IB de la Dunita y uno para el horizonte IC de la Dunita. En todo caso, el contratista deberá ejecutar por lo menos un ensayo de verificación por material, los resultados de las pruebas deberán ser enviados y analizados por esta oficina o personal especializado en el tema. Deberá procurarse ejecutar estos ensayos en aquellos elementos que presenten condiciones anómalas durante construcción como procesos irregulares de perforación, menor consumo de lechada que el esperado o elementos en los que se tuvo que reperforar.

4.9.3 Prueba de carga de soil nailing

La prueba que se recomienda se basa en el procedimiento que se especifica en el numeral 9.4 “load testing” del documento de referencia (FHWA, 2015). Se debe recalcar que en este procedimiento se trabaja con la carga de tensión máxima de las barras, sometiendo cada elemento a una carga de 175 kN.

El procedimiento resumido comienza por cargar el anclaje en incrementos de 2.5% de la VTL, lo que se conoce como AL, carga de alineamiento y luego, se pasa a sostener cada carga constante por 10 minutos tomando lecturas de carga y deformación en los 1, 2, 3, 4, 5 y 10 minutos. En la prueba de creep, que es con la carga al 75%, se deja esta constante durante 60 minutos y se toman lecturas de carga y deformación en los 1, 2, 4, 5, 10,20,30,50 y 60 minutos. En la Tabla 30 se presentan detalles de estas recomendaciones, donde VTL es la carga máxima de la prueba y AL es la carga de alineamiento.

Tabla 30. Ciclos de carga, magnitudes e intervalos de lectura de medición de deformaciones según (FHWA, 2015)

Incremente	Carga [kN]	Tiempo de espera [min] (Nota 2)
0 (Nota 1)	AL	1
1	0.13 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
2	0.25 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
3	0.38 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
4	0.50 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
5	0.63 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
6	0.75 VTL (Creep Test)	10 (medidas a los 1,2,4,5, 10,20,30,50 y 60) (Prueba de creep)
7	0.88 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
8	1.00 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
9	0.75 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
10	0.50 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
11	0.25 VTL	10 (medidas a los 1,2,4,5 y 10)
12	AL	1 (Nota 3)

Nota 1 Se trata de la carga de alineamiento del sistema.

Nota 2 El movimiento del suelo debe medirse después de que se haya logrado cada incremento de carga y en cada paso de tiempo.

Nota 3 También se debe registrar el movimiento permanente del soil nailing.

Las pruebas se dan por aceptadas si no se produce extracción del soil nailing a una carga inferior a 1.0VTL y si la deformación total es mayor que el 80% del alongamiento máximo teórico de la longitud no adherida, como se define a continuación.

$$\Delta_{VTL} > 0.8 * \frac{VTL * L_{UB}}{E * A_t}$$

Por otro lado, se debe dar que la deformación de fluencia (creep) no exceda los siguientes criterios:

- La deformación de fluencia entre las lecturas de 1 y 10 minutos a 0,75 VTL es inferior a 0.04 in.
- La deformación de fluencia entre las lecturas de 6 y 60 minutos a 0,75 VTL es inferior a 0.08 in.
- La tasa de fluencia es lineal o decreciente a lo largo del período de carga

Donde, E es el módulo de Young del acero 210000 MPa, L_{UB} es la longitud del soil nailing sin lechada que se asume de 2 m, A_t es el área de la sección transversal de acero que es la de una barra #10 y Δ_{VTL} es la deformación acumulada del anclaje.

4.10 DISEÑO DE FUNDACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICOS

4.10.1 Justificación

Como parte integral de las obras para intervención del sitio crítico en estudio, se han proyectado obras hidráulicas que tienen el objeto de controlar el agua superficial. Se trata de un cárcamo en la parte superior del talud hasta el canal escalonado, una cuneta semicircular encargada de captar y controlar el agua que drena por el talud y la berma, un canal tipo escalonado que capta las aguas del cárcamo y la cuneta semicircular para disipar la energía hasta las cotas más bajas. Por último, una transición del canal escalonado a una alcantarilla circular que descarga por medio de una obra de caída a la cámara de aguas combinadas existente. En los capítulos 5 y 6 de este documento se presentan la evaluación hidrológica e hidráulica de estas obras, respectivamente. La geometría de las obras hidráulicas en mención se presenta en los planos P-2812-PV-HI-01 al 02 (Obras hidráulicas). En este capítulo se presentan los cálculos de capacidad de carga y asentamientos tenidos en cuenta para su diseño.

4.10.2 Cargas de diseño

Las cargas con las que se diseñaron las obras hidráulicas son las de servicio, es decir, la hidrostática, considerándose la poceta completamente llena, el peso propio y la carga vehicular. Esta última, de acuerdo con el CCP-14, se considera una sobrecarga de 10.8 kPa. Se tuvo en cuenta, entonces, una carga de servicio de 100 kN.

4.10.3 Criterio de aceptación

Para analizar los valores de los factores de seguridad que se obtienen en el análisis de la cimentación, se tienen los lineamientos establecidos por el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, en el título H. Los factores de seguridad admisibles en condición estática y seudoestática durante construcción y servicio de cimentaciones son los presentados en la Tabla 31.

Tabla 31. Factores de seguridad para cimentaciones según NSR-10

Condición	FSICP mínimo Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático	1.5

Para los asentamientos, se toma el límite de asentamientos totales definido en el numeral H.4.9.2 de dicha norma. Para construcciones entre medianeros, lo limita a 15 cm siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas, sin embargo, dado que se tienen elementos como tuberías y conexiones en las pocetas el asentamiento se limita a valores cercanos a 2.54 cm.

4.10.4 Capacidad de carga

El análisis de capacidad portante para la cimentación de las obras proyectadas en el sitio crítico Palos Verdes se realizó en función de su geometría, cargas impuestas y material de fundación, haciendo uso del módulo zapatas del software GEO5. Este programa se utiliza para diseñar cimentaciones superficiales sometidas a una carga general (fuerzas y momentos), mediante el cálculo de la capacidad portante vertical y horizontal, el asentamiento y la rotación de la base. Para el cálculo de capacidad de carga vertical se toma la expresión general de capacidad de carga de Hansen, (1961), la cual considera factores de capacidad, forma, profundidad, inclinación base y lleno.

4.10.5 Asentamientos

De acuerdo con el tipo de material en el que se van a apoyar las obras hidráulicas (Depósito antrópico), este es un material granular que suprayase el horizonte IIA de la Dunita de Medellín. Es decir, que ambos materiales tienen un bajo contenido de finos, por lo que no se esperan asentamientos por consolidación y solo darían asentamientos elásticos. Este tipo de asentamientos son el producto de la deformación instantánea del suelo, considerado como un material completamente elástico, el cual se asienta cuando se le aplica un esfuerzo $\Delta\sigma$, según el valor del módulo de elasticidad o Young (E), pero con la capacidad de expandirse cuando dicho esfuerzo le es retirado.

4.10.6 Resultados

En la Figura 95 y en la Figura 96 se presentan los resultados de capacidad portante y asentamientos de las obras hidráulicas proyectadas.

Se evidencia que tanto la capacidad de carga de las obras hidráulicas, como los asentamientos que podrían presentarse, cumplen con lo presentado en el numeral 4.10.3 del presente documento.

Basándose en los factores de seguridad obtenidos en el método de análisis, se determina que los suelos en los cuales se proyectan las obras hidráulicas son competentes desde el punto de vista de capacidad portante.

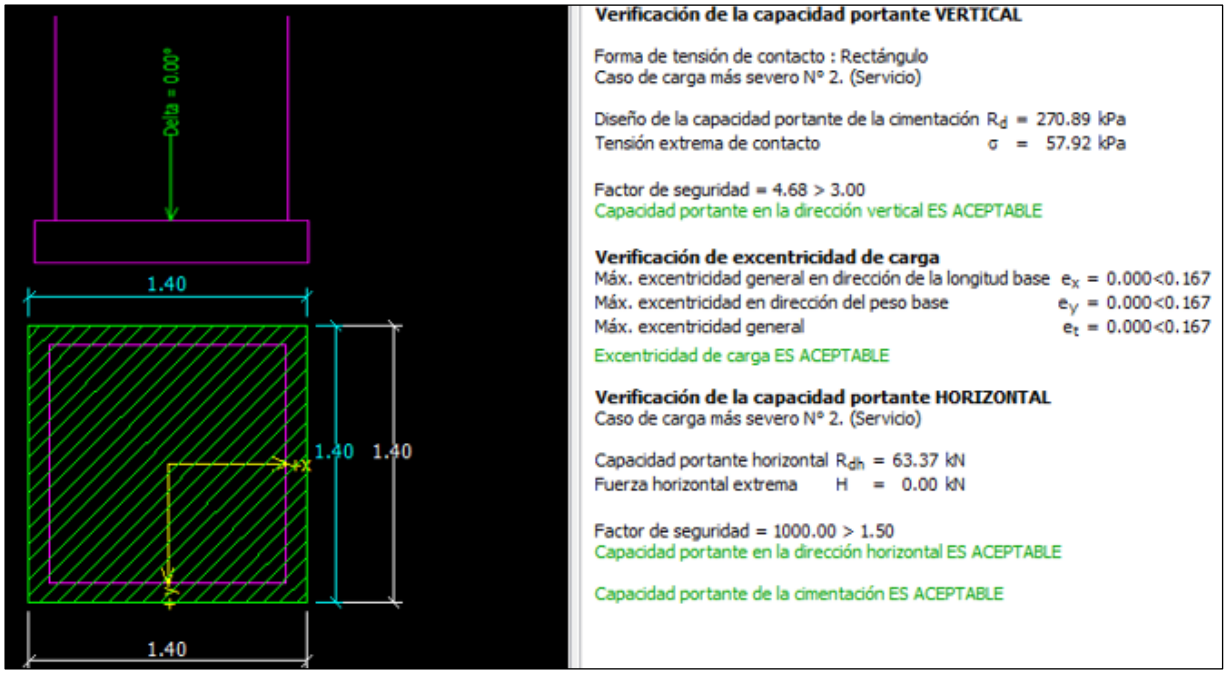


Figura 95. Resultados capacidad de carga obras hidráulicas

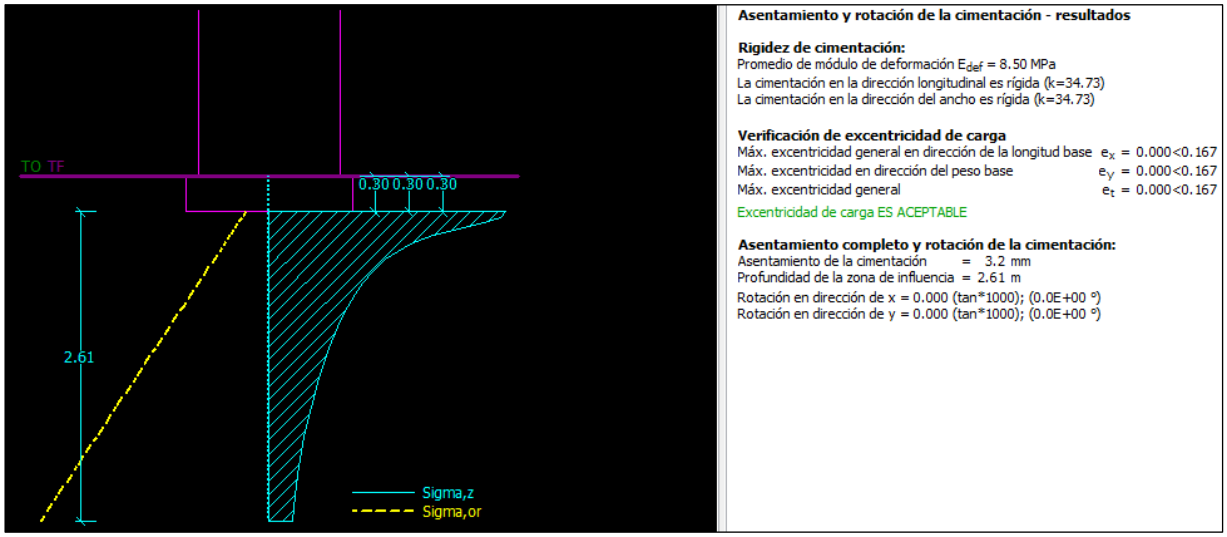


Figura 96. Resultados asentamientos obras hidráulicas

4.10.7 Módulos de reacción

Teniendo en cuenta los materiales presentes en la zona, la forma de la losa de cimentación y las cargas aplicadas, se estimaron los valores para los módulos lineales de reacción horizontal y vertical (K_h y K_v) del sistema suelo-cimentación.

Para la obtención de los módulos verticales (Kv) se hace uso de los resultados obtenidos para los análisis de asentamientos, usando el módulo Zapata del software GEO5, considerando el tanque que se proyecta construir. El módulo de reacción vertical se define como la pendiente de la curva asentamiento – carga.

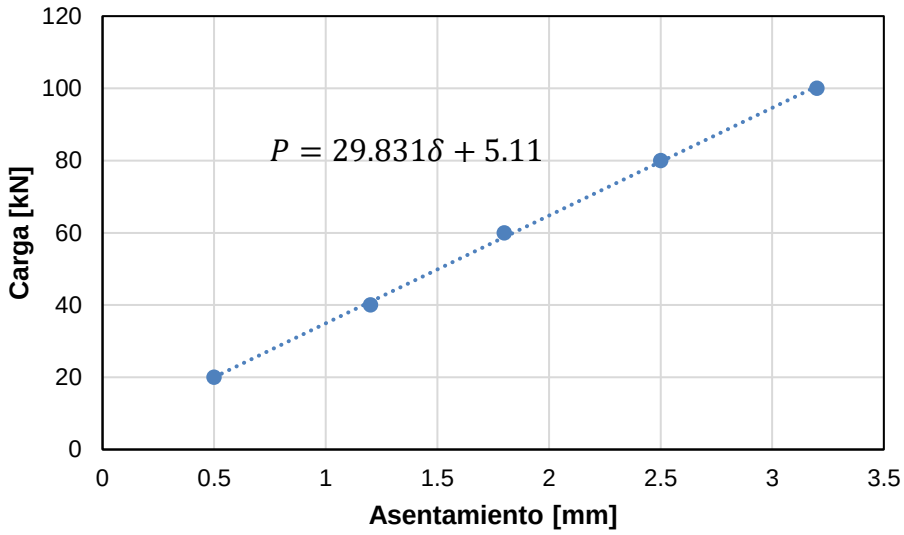


Figura 97. Curva asentamiento – carga de obras proyectadas

Para el del módulo de reacción horizontal, se parte de la definición de dichos módulos siguiendo la teoría de elasticidad, los cuales están establecidos para una fundación circular somera, según Deméneghi, (2018) dichos módulos se definen como:

$$K_v = \frac{2ER}{(1-\nu^2)} \text{ y } K_h = \frac{32(1-\nu)GR}{(7-8\nu)}$$

Donde E es el módulo elástico a compresión del suelo, G es el módulo elástico de corte del suelo, R es el radio de la fundación y ν es la relación de poisson de suelo. Con base en esto y tomando una relación de poisson de 0.3 a 0.35, valor que se puede considerar representativo de la mayoría de los suelos, se llega a que la relación K_h/K_v es de 0.80. De ese modo se utilizó este factor para determinar el módulo de reacción horizontal en función del módulo de reacción vertical determinado previamente.

Finalmente, en la Tabla 32 se presenta el valor de los módulos de reacción para las obras hidráulicas del sitio crítico Palos Verdes.

Tabla 32. Módulos de reacción obras hidráulicas

Módulo de reacción	Valor
K_v [kN/m]	29831
K_h [kN/m]	23865

Cabe resaltar que los módulos de reacción determinados en este informe corresponden a un cálculo por medio de la respuesta del suelo con la geometría propuesta.

5 ASPECTOS HIDROLÓGICOS

Como parte integral de las obras para intervención del sitio crítico en estudio, el denominado Palos Verdes, se han proyectado obras hidráulicas que tienen el objeto de controlar el agua superficial. Se trata de un cárcamo en la parte superior del talud hasta el canal escalonado, una cuneta semicircular encargada de captar y controlar el agua que drena por el talud y la berma, un canal tipo escalonado que capta las aguas del cárcamo y la cuneta semicircular para disipar la energía hasta las cotas más bajas. Por último, una transición del canal escalonado a una alcantarilla circular que descarga por medio de una obra de caída a la cámara de aguas combinadas existente. Se resalta que el cárcamo también cumple con la función de dar mayor seguridad y confort, dado que este se proyecta sobre un acceso peatonal en el que la comunidad manifiesta corrientes de agua y caudales importante en los eventos de precipitación.

En este capítulo, se realiza el estudio de hidrología para la zona de en estudio denominada en la carrera 44 entre las calles 66 y 66F (6.261434° Latitud y -75.555336° Longitud). El desarrollo de este apartado es un insumo importante para estimar los caudales de diseño en diferentes periodos de retorno de las cuencas o áreas tributarias delimitadas en las obras hidráulicas proyectadas. La evaluación hidráulica como tal se presenta en el capítulo 6 de este documento.

5.1 INFORMACIÓN BÁSICA EMPLEADA

Para la ejecución de este estudio fue necesaria información tanto de tipo primaria como de tipo secundaria.

La información primaria empleada fueron principalmente las observaciones realizadas durante las diferentes visitas al sitio, efectuadas por personal interdisciplinar de INTEINSA, específicamente ingenieros geólogos e ingenieros civiles especialistas en estructuras, geotecnia e hidráulica. Por medio de estas visitas se evaluaron las condiciones de drenaje actuales de la zona y sus alrededores, sus características y algunos parámetros hidrológicos e hidráulicos. Igualmente, se tuvo en cuenta la topografía del sitio tomada por INTEINSA.

Por otro lado, la información secundaria empleada fueron los registros de precipitaciones de estaciones pluviométricas cercanas a la zona de estudio del Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales (IDEAM), la información cartográfica de las planchas 147ID3a y 147ID3b en escala 1:2000 del Instituto geográfico Agustín Codazzi (IGAC), información de las redes de alcantarillado obtenidas del Geoportal de Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. e información del Catálogo geográfico de Medellín del Acuerdo 048 del 2014 del Plan de ordenamiento territorial de la Alcaldía de Medellín.

5.2 METODOLOGÍA

Específicamente para la elaboración del análisis hidrológico e hidráulico se realizó un análisis de las condiciones de drenaje de la zona a partir de información cartográfica y topográfica y se hizo la delimitación y caracterización morfométrica de la cuenca o área

tributaria que influyen en la zona de estudio. Con base en la información hidrometeorológica, se realizó el análisis del régimen de precipitaciones que caracteriza la zona del proyecto. Mediante relaciones lluvia-escorrentía y haciendo uso de las curvas IDF y de las características del área aferente se estimaron los caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno en las cuencas o áreas tributarias delimitadas.

5.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA

En primer lugar, con base en la información cartográfica de las planchas 147ID3a y 147ID3b en escala 1:2000 del Instituto geográfico Agustín Codazzi (IGAC), se hace una delimitación y caracterización de la cuenca o área aferente de la red de alcantarillado de aguas combinadas existente ubicada por la carrera 44 adyacente al sitio de estudio. Adicionalmente, se proyecta de forma preliminar las obras hidráulicas en la zona de estudio con el propósito de delimitar el área tributarias. En la Figura 98, se puede apreciar con mayor claridad lo descrito anteriormente

Estas cuencas o áreas tributarias trabajan como un sistema en el cual se pueden tomar en forma simplificada las precipitaciones como elementos de entrada y la escorrentía como elemento de salida.

A continuación, se describen las características físicas o elementos que tienen gran importancia en el comportamiento hidrológico, las cuales se clasifican en dos tipos: las que condicionan el volumen de escurrimiento como el área y tipo de suelo de la cuenca y las que condicionan la velocidad de respuesta como el orden de corriente, la pendiente y sección transversal, entre otras.

5.3.1 Modelo digital de elevaciones y delimitación de la cuenca

A partir de la información del cartográfica y la topografía se creó un ráster de 0.2 m x 0.2 m, como apoyo para delimitar la cuenca de la red de aguas combinadas hasta el punto de estudio y el área tributaria de las obras hidráulicas. En la Figura 98 se muestra el Modelo Digital de Elevaciones (MDE) y la delimitación de las cuencas o áreas tributarias del sitio de interés.

5.3.2 Pendiente media de la cuenca

La pendiente media constituye un elemento importante en el efecto del agua al caer a la superficie, por la velocidad que adquiere y la erosión que produce. La pendiente de la cuenca es un factor que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia y a la vez tiene una importancia directa en relación con los caudales.

Para determinar la pendiente media de las cuencas, se elaboró un mapa de pendientes de tipo ráster (Figura 99) a partir del MDE, al cual se le realizó un análisis estadístico espacial dentro de la cuenca, con ayuda del software ArcGIS y la herramienta análisis estadístico espacial y se obtuvo una pendiente promedio para la cuenca de la red de alcantarillado y las áreas tributarias AT01, AT02 y AT03 de aproximadamente el 19%, 17%,102%, y 46%, respectivamente.

5.3.3 Perfil de la corriente principal

En el caso del estudio de una cuenca urbana, tenemos distintas condiciones antrópicas que controlan y guían el agua determinado una longitud y pendiente condiciona por obras. Se determina que el drenaje principal de la áreas delimitadas corresponden a la obra colectora o línea de flujo considera bajo criterio (Campos Aranda, 2010).

En primer lugar, la corriente principal del área tributaria de lluvia para la red de alcantarillado está dada por los tramos de tubería que forman el trayecto más largo de esta red, es decir, una longitud aproximada de 995 m siendo su punto más alto el localizado en la cota 1665.5 m.s.n.m. y su punto más bajo ubicado en la cota 1563.3 m.s.n.m. con un pendiente promedio del 10%. Para la longitud del drenaje de las áreas tributarias de obras proyectadas, tenemos valores de 75.5 m, 37.8 m y 125.4 m, con pendientes promedio de 11%, 1% y 14%, para las áreas AT01, AT02 y AT03, respectivamente.

5.3.4 Usos del suelo de la cuenca

Se estableció el tipo de cobertura dentro de la cuenca, clasificado en pastizales, bosques y zonas urbanas. Para ello, se hicieron consideraciones fundamentadas en la información de imágenes satelitales de Google Earth® y ESRI®, en la Tabla 33. Tipo de cobertura o usos del suelo y en la Figura 100 se muestran los tipos de cobertura considerados en la cuenca o área tributaria.

Tabla 33. Tipo de cobertura o usos del suelo

Cuenca o área tributaria	Área de pastizales	Área de bosques	Área urbana o impermeable
Red Aldo (AT Lluvia)	4%	2%	94%
AT01, AT02 y AT03	0%	0%	100%

5.4 PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS

La cuenca para la red de aguas combinadas y para las obras hidráulicas en el sitio de interés tienen un área de 9.2 ha y un área acumulada de 0.5 ha, respectivamente. La elevación media con un valor aproximado de 1620.8 m s.n.m., 1591.3 m s.n.m., 1575.0 m s.n.m. y 1575.4 m s.n.m. con pendientes medias del 19%, 17%, 102% y 46%, para la cuenca de la red de aguas combinadas y las áreas AT01, AT02 y AT03, respectivamente.

Tabla 34. Características morfométricas de la cuenca

Nombre de la cuenca o área tributaria			Red Aldo (AT Lluvia)	AT01	AT02	AT03
Cuenca Hidrográfica o Área Tributaria	Localización de la salida de la cuenca	Este [m]	836412.5	836452.0	836435.1	836430.7
		Norte [m]	1184359.5	1184382.8	1184388.1	1184390.9
	Área	[ha]	9.2	0.2	0.1	0.2
	Perímetro	[m]	3019.5	214.5	102.5	184.1
	Longitud	[m]	868.2	72.0	40.0	67.0
	Distancia al centroide	[m]	482.8	33.4	19.9	31.2
	Ancho	[m]	106.5	34.1	14.3	30.2
	Pendiente Media Cuenca	[%]	19%	17%	102%	46%
	Cota Mayor	[m.s.n.m.]	1677.2	1593.9	1586.4	1585.2
	Cota Menor	[m.s.n.m.]	1563.3	1583.5	1569.2	1567.1
	Elevación Media	[m.s.n.m.]	1620.8	1591.3	1575.0	1575.4
Cauce Principal	Longitud	[m]	995.0	75.5	37.8	125.4
	Cota Mayor	[m.s.n.m.]	1665.5	1592.0	1570.3	1584.0
	Cota Menor	[m.s.n.m.]	1563.3	1583.5	1569.2	1567.1
	Pendiente Cauce	[%]	10%	11%	1%	14%

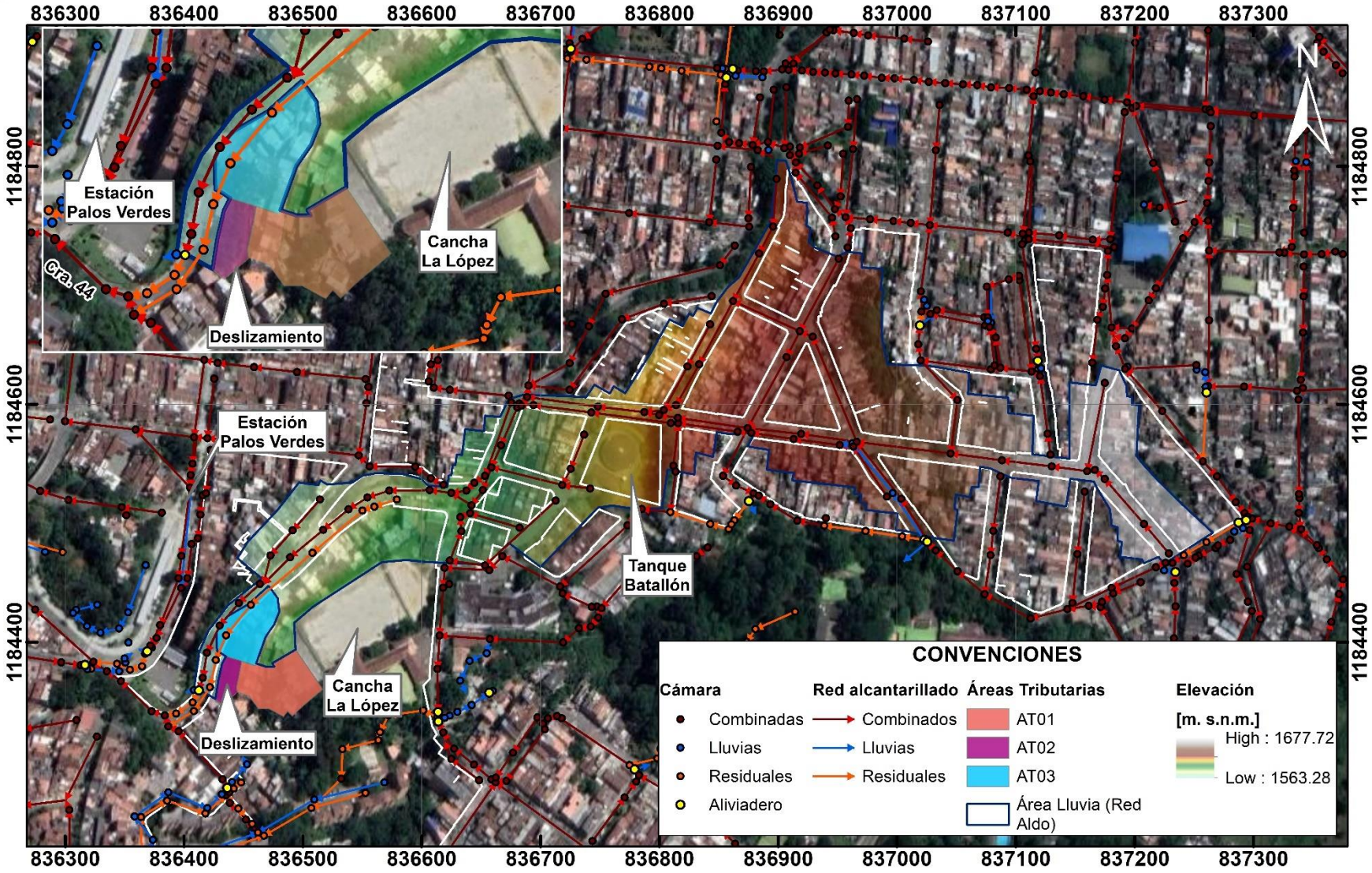


Figura 98. Mapa de elevación para la cuenca o áreas tributarias

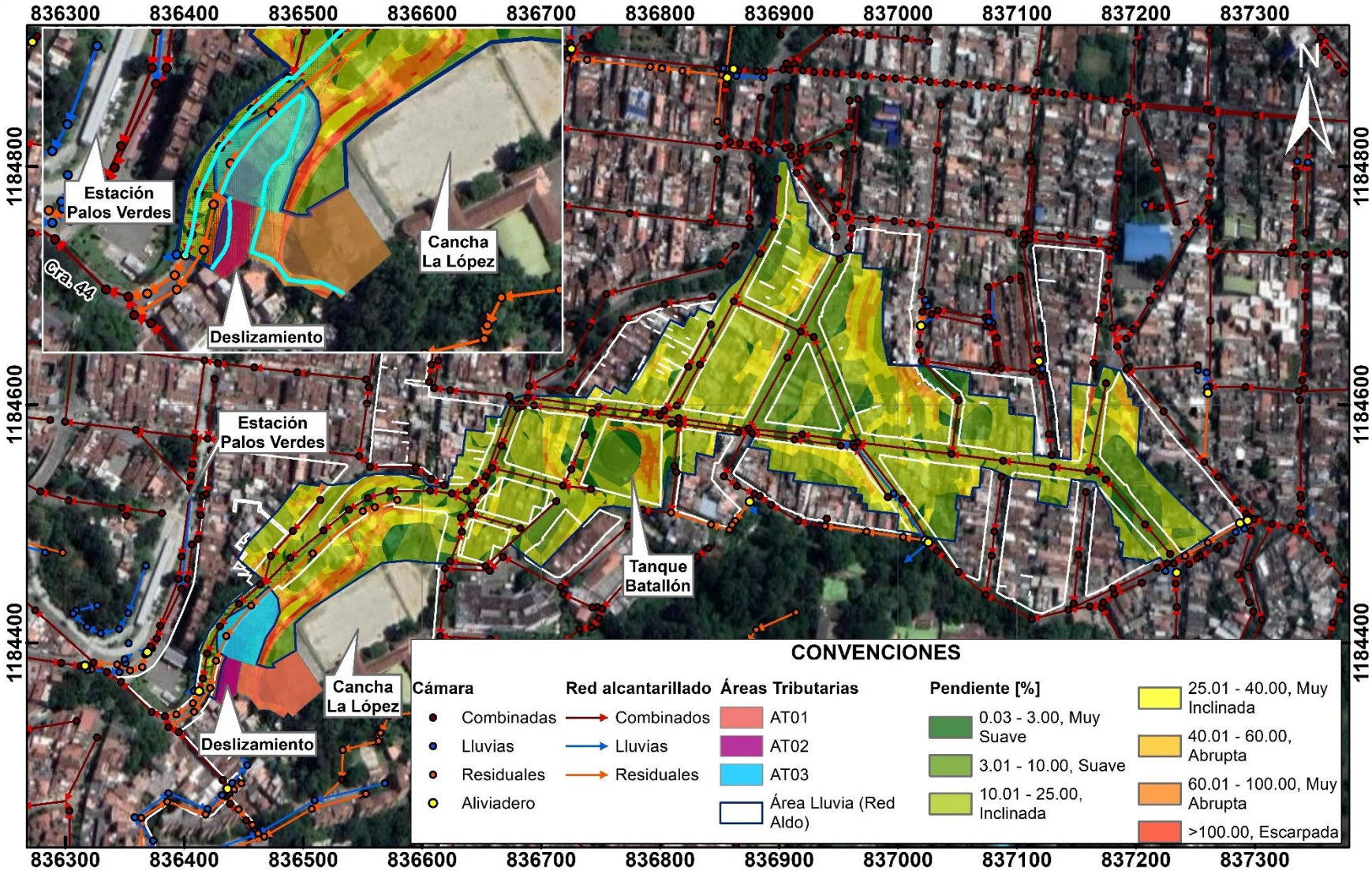


Figura 99. Mapa de pendientes para la cuenca o áreas tributarias

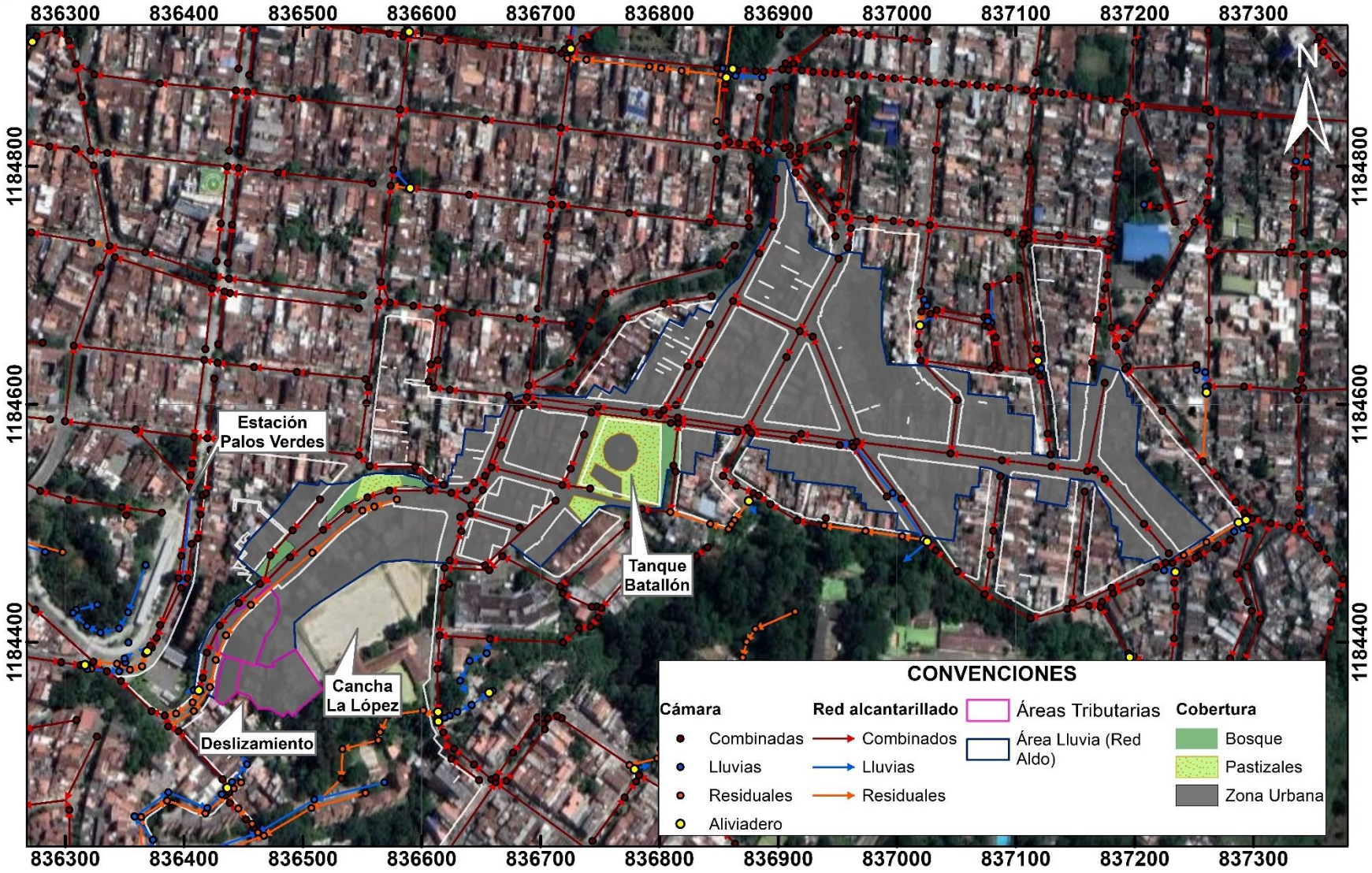


Figura 100. Mapa de coberturas para la cuenca o áreas tributarias

5.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración, Tc, es el tiempo que toma la escorrentía desde el punto más lejano hasta salir de la cuenca o áreas tributarias, y podrá obtenerse mediante fórmulas empíricas que tienen en cuenta parámetros como la pendiente del cauce principal, la diferencia de cotas entre el sitio más alto y el más bajo, el área y la pendiente media de la cuenca y la impermeabilidad del suelo.

En la Tabla 35 se presentan las expresiones utilizadas para el cálculo de los tiempos de concentración.

Tabla 35. Expresiones para el cálculo del tiempo de concentración

Método	Ecuación	Parámetros
Kirpich	$Tc = \frac{0078 \times L^{0.77}}{S^{0.385}}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [pies] S: Pendiente del canal [%]
California Culvert Practice	$Tc = 60\left(\frac{11.9 \times L^3}{H}\right)^{0.385}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [millas] H: Diferencia de cotas de los puntos extremos de la corriente [pies]
Federal Aviation Agency (F.A.A)	$Tc = 1.8\frac{(1.1 - C) \times L^{0.5}}{So^{0.333}}$	Tc: Tiempo de concentración [minutos] L: Longitud del cauce principal [m] So: Pendiente del canal [%] C: Coeficiente de escorrentía
Bransby-Williams	$Tc = \frac{14.6 \times L \times A^{-0.1}}{S^{-0.2}}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] A: Área de la microcuenca [km2] L: Longitud del cauce principal [km] S: Pendiente del canal [%]
Clark	$Tc = \left(\frac{0.335 \times A}{S^{0.5}}\right)^{0.593}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] A: Área de la microcuenca [km^2] S: Pendiente del canal [m/m]
Giandotti	$Tc = \frac{4 \times \sqrt{A} + 1.5 \times L}{25.3 \times \sqrt{L \times S_0}}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [km] A: Área de la cuenca [km^2] So: Diferencia de cotas de los puntos extremos de la corriente [m/m]
Johnstone y Cross	$Tc = 5 \times \left(\frac{L}{S_0{}^{0.5}}\right)^{0.5}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [millas] So: Pendiente del canal [pies/millas]
Passini	$Tc = \frac{6.48 \times (A \times L)^{0.33}}{S^{0.5}}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [km] S: Pendiente promedio de la cuenca [m/m] A: Área de la microcuenca [km^2]
Pérez	$Tc = \frac{L}{72 \times (\frac{H}{L})^{0.6}}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [km] H: Diferencia de cotas de los puntos extremos de la corriente [m]
Pilgrim y McDermott	$Tc = 0.76 \times A^{0.38}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] A Área de la cuenca [km^2]
Temez	$Tc = 0.3 \times \left(\frac{L}{S_0{}^{0.25}}\right)^{0.75}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] L: Longitud del cauce principal [km] So: Diferencia de cotas de los puntos extremos de la corriente /L [%]
Valencia y Zuluaga	$Tc = \frac{1.7694 \times A^{0.325}}{L^{0.096} \times S^{0.290}}$	Tc: Tiempo de concentración [horas] A Área de la cuenca [km^2] L: Longitud del cauce principal [km] So: Pendiente del canal [%]

Ahora, en la Tabla 36 y en la Figura 99, se presentan los resultados del tiempo de concentración de las cuenca o áreas tributarias en estudio.

Tabla 36. Tiempos de concentración para el área tributaria asociada a las obras hidráulicas

Nombre de cuenca o área tributaria	AT01	AT02	AT03
Kirpich	1.3	1.9	1.7
California Culvert Practice (USBR)	1.3	1.2	1.7
Federal Aviation Administration	3.4	5.4	4.1
Bransby-Williams	3.1	2.9	5.1
Clark	1.1	0.9	0.9
Giandotti	8.0	18.6	6.7
Johnstone-Cross	2.6	6.5	2.3
Pasini	1.1	1.8	1.1
Pérez	0.2	0.1	0.3
Pilgrim y McDermott	4.6	2.7	4.3
Temez	1.6	1.5	2.3
Valencia y Zuluaga	9.6	12.9	8.1
Promedio	3.2	4.7	3.2
Desv. Est.	2.9	5.6	2.4
Lim. Sup.	6.1	10.3	5.7
Lim. Inf.	0.2	0.0	0.8
Promedio sin extremos	2.2	2.5	2.6
Tc adoptado	**5.0**	**5.0**	**5.0**

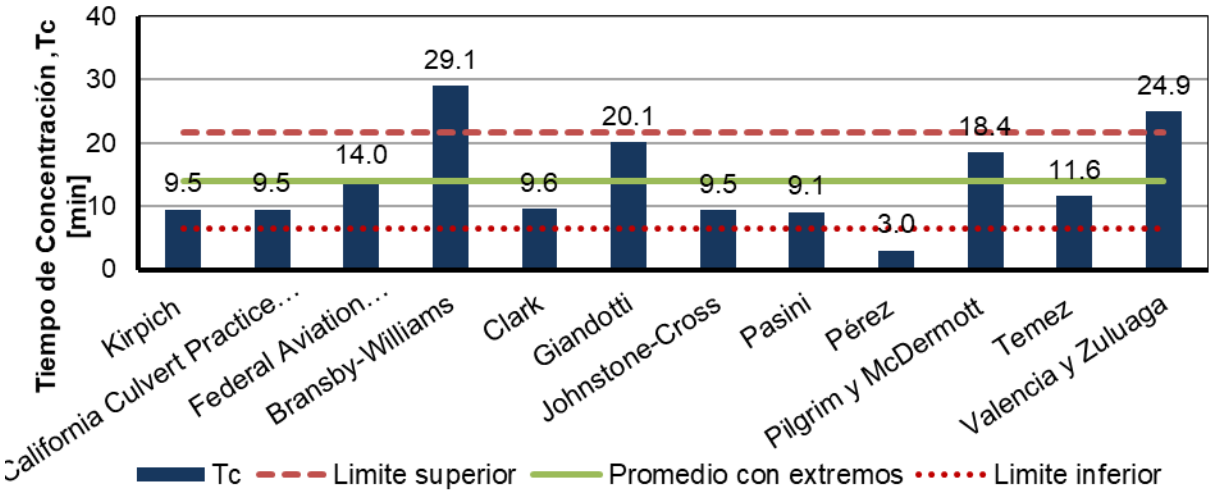


Figura 101. Tiempos de concentración para el área tributaria asociada a red de alcantarillado

Para la cuenca o área tributaria asociada a lluvias de la red de aguas combinadas, en la estimación del tiempo de concentración se descartaron los tiempos extremos que provocaran un gran salto en la media y la desviación estándar, para este caso se promediaron los tiempos de concentración obtenidos con todos los métodos excepto los valores obtenidos con Bransby-Williams, Pérez y Valencia y Zuluaga, con un tiempo de concentración de 12 minutos.

Para áreas tributarias asociadas a las obras hidráulicas, se promediaron los tiempos de concentración obtenidos con todos los métodos excepto los valores obtenidos con Giandotti y Pérez, con un tiempo de concentración de 5 minutos.

5.6 PRECIPITACIÓN

El estudio hidrológico elaborado se basó en registros de precipitación mensual de la red de estaciones pluviométricas y pluviográficas operadas por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). En la Figura 106 se presenta la localización de las estaciones cercanas a las zonas de estudio y en la Tabla 37 se presenta su información general. En total se usaron tres estaciones operadas por el IDEAM. Los datos de las estaciones adquiridas tienen una escala diaria.

Tabla 37. Información general de las estaciones hidrometeorológicas cercanas al sitio de estudio

Código	Nombre	Categoría	Entidad	Depto.	Municipio	Coordenada*		Altitud [m s.n.m]	Fecha Inicio registro
						Este [m]	Norte [m]		
27010810	**SANTA HELENA**	CO	IDEAM	Antioquia	Medellín	840697.8	1177226.8	2550	01/09/1970
27015090	**TULIO OSPINA**	CO	IDEAM	Antioquia	Bello	836695.1	1190823.1	1453	15/09/1950
27015330	**OLAYA HERRERA - AUT**	SP	IDEAM	Antioquia	Medellín	832595.6	1179806.0	1490	01/01/1941

*Coordenadas proyectadas en sistema MAGNA Colombia Bogotá

En los siguientes apartados, se hace una descripción y análisis de los datos de precipitación a nivel anual y mensual, y se obtienen la precipitación media multianual para las zonas de estudio y las intensidades de diseño.

5.6.1 Precipitación anual

Para estimar la precipitación promedio anual, se realizaron los análisis con base en los registros diarios de precipitación adquiridos desde la fecha en que se tiene inicio de registro hasta el año 2021. Esta información tiene escala de registro diario, generalmente, medida desde la fecha de instalación de la estación, no obstante, algunos meses tienen registros incompletos, por lo tanto, para los análisis mensuales no se tuvieron en cuenta aquellos meses que tuviesen información faltante en las

mediciones diarias superior al 30%, y si el año presenta más de 3 meses sin información este no se descarta para los análisis. Así las cosas:

- La estación SANTA HELENA cuenta con 51.3 años de registro donde se tomaron 49 años sin información faltante, es decir, un 95.5% del total de la información es válida para realizar los análisis. El valor de la precipitación media multianual es de 2733.0 mm/año.
- La estación TULIO OSPINA cuenta con 71.3 años de registro donde se tomaron 61 años sin información faltante, es decir, un 85.6% del total de la información es válida para realizar los análisis. El valor de la precipitación media multianual es de 1492 mm/año.
- La estación OLAYA HERRERA - AUT cuenta con 80.9 años de registro donde se tomaron 68 años sin información faltante, es decir, un 84.1% del total de la información es válida para realizar los análisis. El valor de la precipitación media multianual es de 1665 mm/año.

En la Figura 102 y Figura 103 se presenta la precipitación total anual registrada en las estaciones hasta el año 2021 y en la Figura 104, se presenta la serie histórica del Índice ONI (Oceanic Niño Index) de la NOOA hasta el año 2021. Algunos valores máximos han coincidido con periodos donde a nivel nacional el clima fue influenciado por fenómenos del ENSO (La Niña), sin embargo, también puede darse por otros eventos asociadas a condiciones en el Atlántico norte o al suroeste del amazonas.

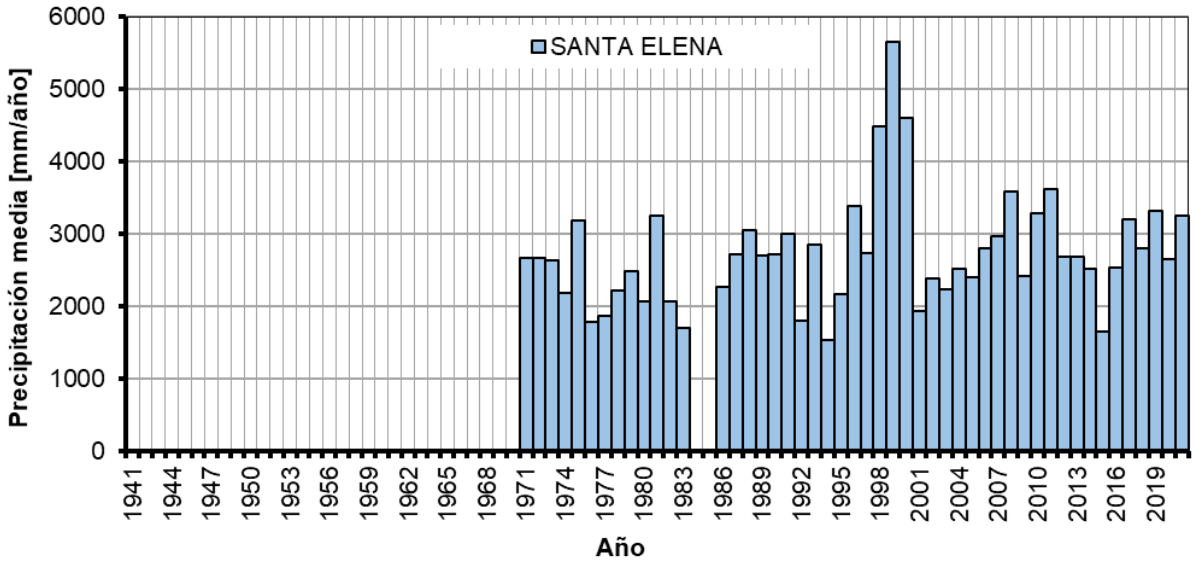


Figura 102. Precipitación anual para las estaciones SANTA ELENA en el periodo de registro

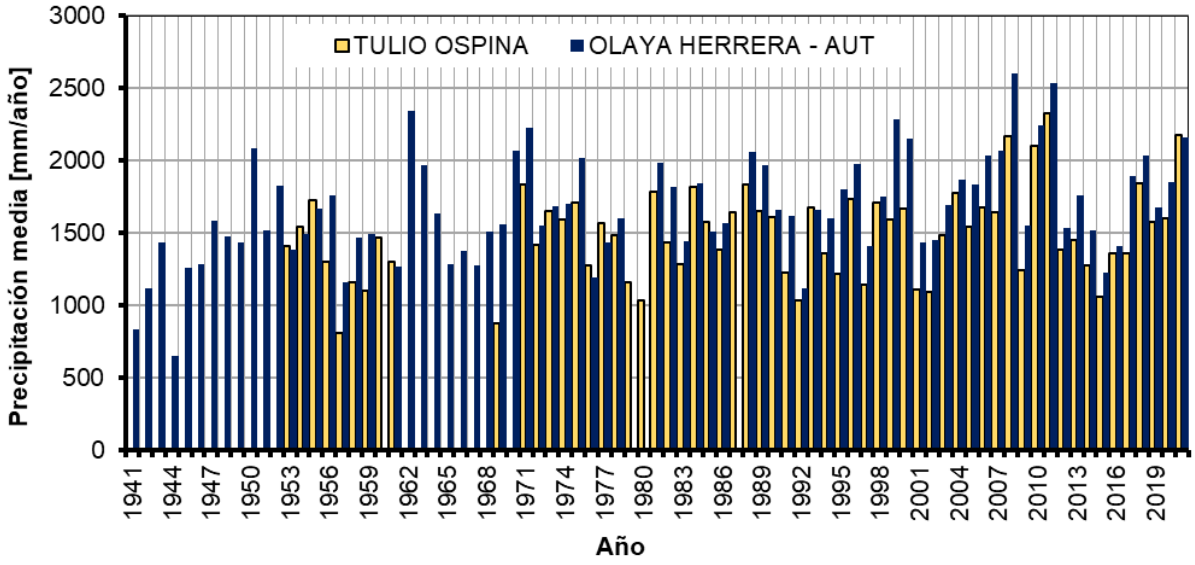


Figura 103. Precipitación anual para las estaciones TULIO OSPINA y OLAYA HERRERA - AUT en el periodo de registro

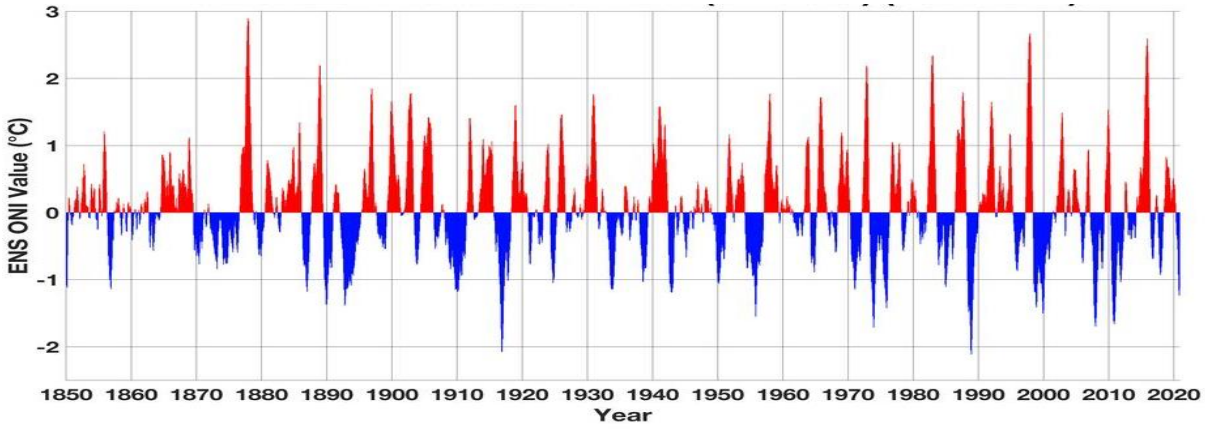
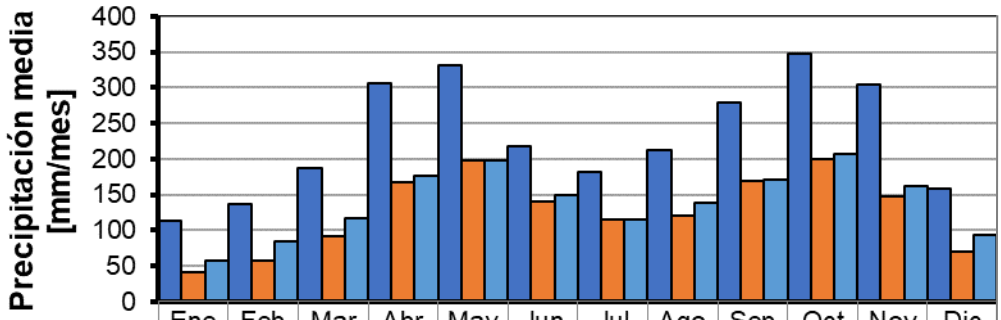


Figura 104. Serie histórica del Índice ONI (Oceanic Niño Index) años 1950 a 2021
Fuente: (NOAA, 2021)

5.6.2 Régimen de precipitación mensual

En la Figura 105 se muestran las precipitaciones medias mensuales interanuales de las estaciones consideradas en este estudio. En ellas puede observarse que se presenta un comportamiento bimodal con los meses de mayo y octubre como los más lluviosos y enero como el menos lluvioso, con una variación entre 42 mm/mes y 347 mm/mes. La distribución de lluvias presenta varios periodos, así: un periodo relativamente seco con menores precipitaciones, el cual va de diciembre a marzo, dos períodos de precipitaciones fuertes, el primero de abril a mayo y el segundo de septiembre a noviembre y un período de transición de precipitaciones moderadas, el cual va de junio a agosto y es llamado veranillo.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
SANTA HELENA	113	137	187	307	331	218	182	212	278	347	304	158
TULIO OSPINA	42	58	93	168	198	140	115	121	169	201	148	70
OLAYA HERRERA - AUT	58	84	116	177	198	149	116	139	171	207	162	94

Figura 105. Precipitación media multianual mensual

5.6.3 Precipitación media de la cuenca

La precipitación media multianual de la cuenca o áreas tributarias se obtuvo mediante una interpolación con el método del inverso cuadrado de la distancia de las precipitaciones medias multianuales de las estaciones presentadas en la Tabla 37. En la Figura 106, se muestra el mapa de precipitación media multianual en la zona de estudio con una precipitación media multianual estimada entre 1836.4 mm/año y 1837.5 mm/año para la zona de estudio.

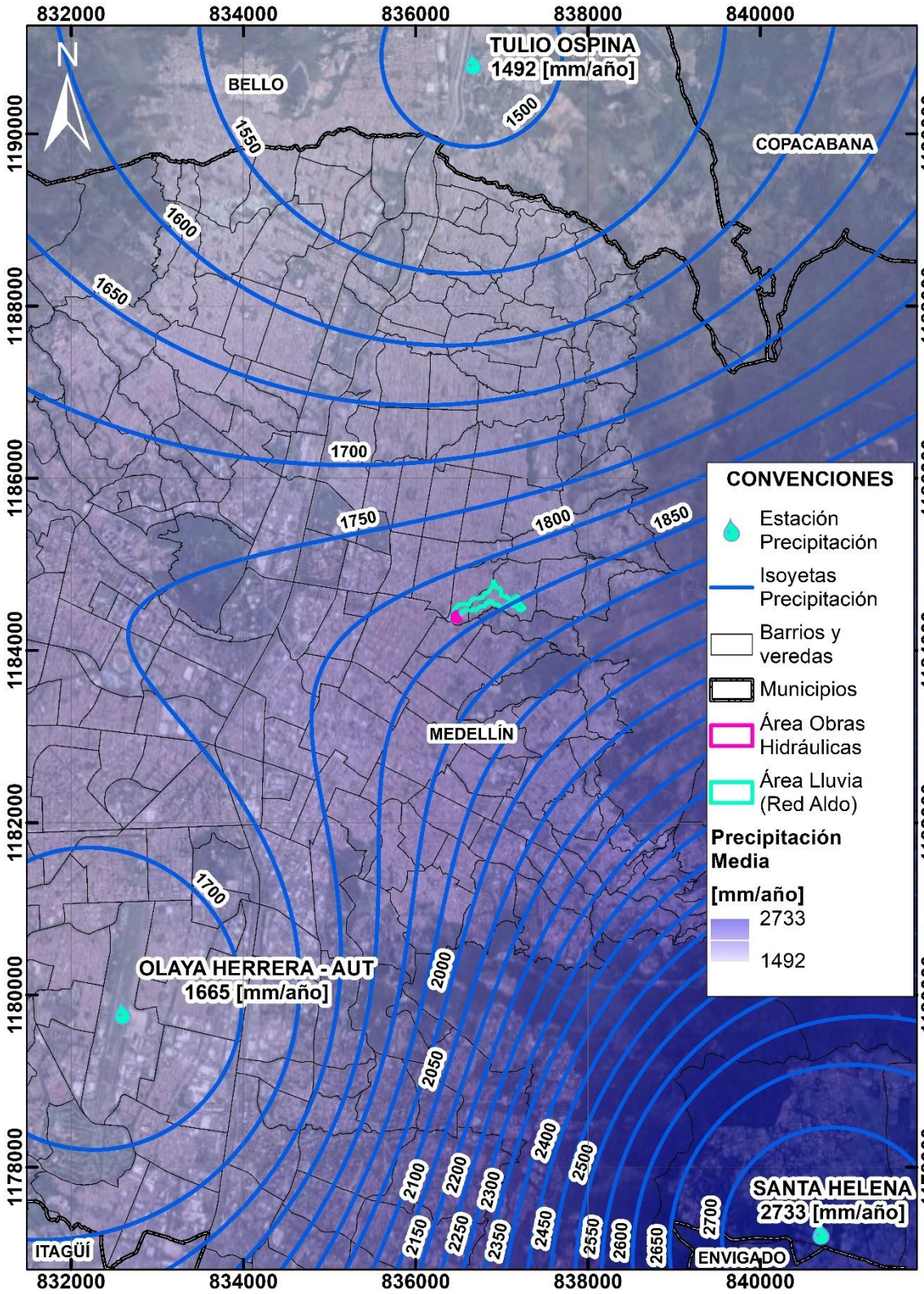


Figura 106. Localización de las estaciones hidrometeorológicas y distribución espacial de la precipitación media multianual.

5.6.4 Metodología y cálculo de las intensidades de diseño

Para la duración de la lluvia de diseño y un periodo de retorno del evento dado, es posible asociar un valor para la intensidad de la lluvia mediante las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) desarrolladas para cada estación. Dentro de las cuencas o áreas tributarias no existen registros con estimaciones de las curvas IDF, por esta razón fue necesario inferirlas a partir de información de la estación o las estaciones hidrometeorológicas cercanas al sitio de estudio.

Para la estación operada por el IDEAM, se calculó la curva IDF mediante la Metodología de Regionalización (Vargas & Diaz-Granados, 1997), que emplea el promedio del valor máximo anual de precipitación diaria, promedio de número de días con precipitación al año y la precipitación media anual. La Metodología de Regionalización se sintetiza en la siguiente expresión:

$$I = a.\frac{T^b}{t^c}.M^d.N^e.PT^f$$

Donde “a, b, c, d, e y f” son los coeficientes que dependen de la región en que se encuentre la estación, para este caso Región Andina, de manera que en la Tabla 9 se observan los parámetros para la obtención de las Curvas IDF, donde “T” es el periodo de retorno (años), “t” es la duración en horas, “M” es el promedio del valor máximo anual de precipitación diaria en mm, “N” es el promedio del número de días con lluvia al año, “Pt” es la precipitación media anual en mm e “I” es la intensidad en (mm/h). En la Tabla 38, se puede observar los parámetros.

Tabla 38. Parámetros de la curva IDF para las estaciones IDEAM

Código	Nombre	M	N	Pt	Región	a	b	c	d	e	f	x
27010810	SANTA HELENA	69.1	186.4	2733.0	**Andina**	**1.61**	**0.19**	**0.65**	**0.75**	**-0.15**	**0.08**	**33.19**
27015090	TULIO OSPINA	62.7	186.1	1492.3	**Andina**	**1.61**	**0.19**	**0.65**	**0.75**	**-0.15**	**0.08**	**29.38**
27015330	OLAYA HERRERA - AUT	56.2	215.4	1664.8	**Andina**	**1.61**	**0.19**	**0.65**	**0.75**	**-0.15**	**0.08**	**26.74**

A partir de las curvas IDF de las estaciones y con el método de interpolación IDW (inverso de la distancia al cuadrado) se construyeron las curvas IDF en el centroide de la cuenca o áreas tributarias mostrada en la Figura 107 y Figura 108. Teniendo en cuenta una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración para la cuenca, se obtuvieron las intensidades de diseño mostradas en la Tabla 39.

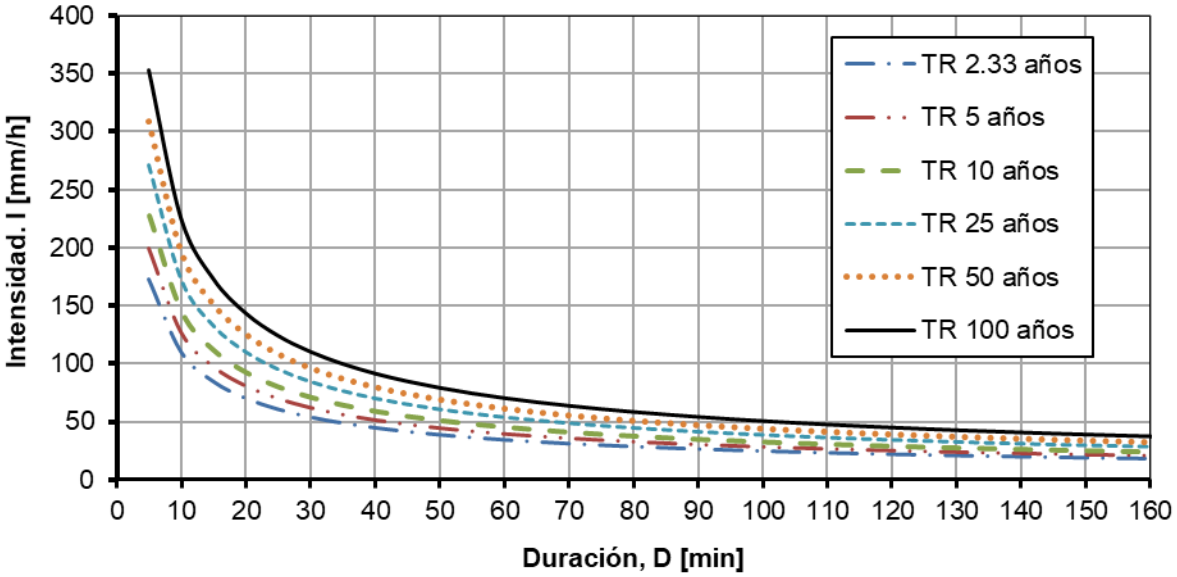


Figura 107. Curvas intensidad-duración-frecuencia cuenca de la red de alcantarillado de aguas combinadas

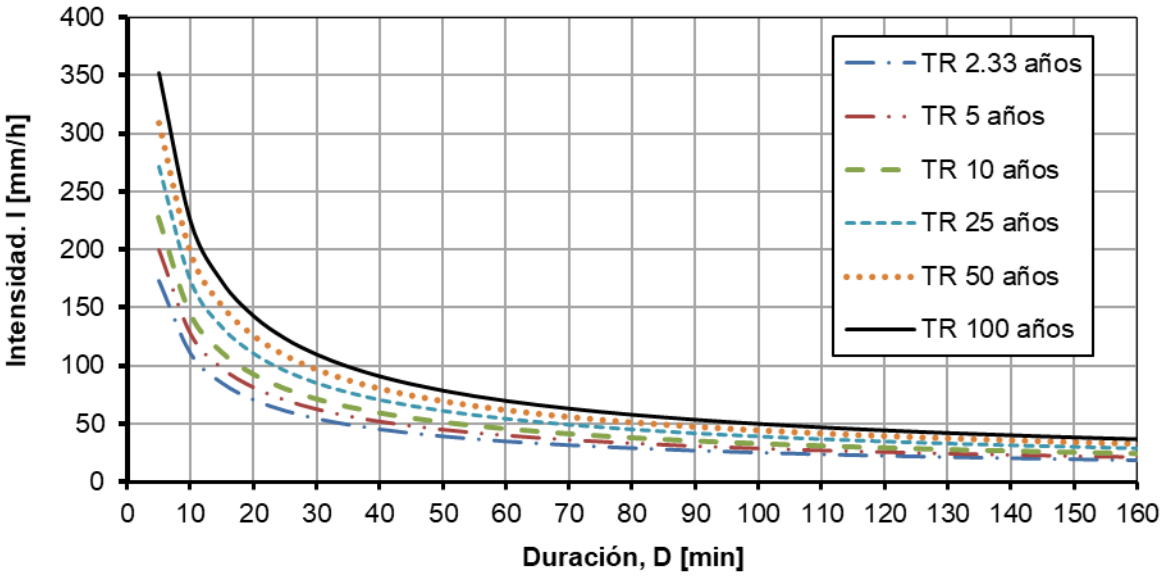


Figura 108. Curvas intensidad-duración-frecuencia áreas tributarias

Tabla 39. Intensidades de diseño para la cuenca o áreas tributarias

Nombre cuenca o áreas tributarias	Área [ha]	Duración [min]	Intensidad [mm/h] para cada TR [años]					
			2.33	5	10	25	50	100
Red Aldo (AT Lluvia)	9.2	12	97.7	113.0	128.9	153.4	175.0	199.6

Tabla 39. Intensidades de diseño para la cuenca o áreas tributarias

Nombre cuenca o áreas tributarias	Área [ha]	Duración [min]	Intensidad [mm/h] para cada TR [años]					
			2.33	5	10	25	50	100
AT01, AT02 y AT03	0.2, 0.1 y 0.2	5	172.7	199.6	227.7	271.0	309.2	352.7

5.7 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Los coeficientes de escorrentía (C), que relacionan la precipitación total con la precipitación efectiva en el Método Racional, fueron estimados teniendo en cuenta los valores propuestos por Chow (1993) con datos originales deducidos en Austin, Texas, Estados Unidos, según la Tabla 40.

Tabla 40. Coeficientes de escurrimiento de referencia (Fuente: (Chow et al., 1993)

Periodo de retorno TR [años]	CE cobertura urbana o imperm.	CE pendiente > 7%			CE 2% < pendiente < 7%			CE pendiente < 2%		
		Cobertura			Cobertura			Cobertura		
		Cultivo	Pastizales	Bosques	Cultivo	Pastizales	Bosques	Cultivo	Pastizales	Bosques
2.33	0.75	0.39	0.37	0.35	0.35	0.33	0.31	0.31	0.25	0.22
5	0.80	0.42	0.4	0.39	0.38	0.36	0.34	0.34	0.28	0.25
10	0.83	0.44	0.42	0.41	0.41	0.38	0.36	0.36	0.30	0.28
25	0.88	0.48	0.46	0.45	0.44	0.42	0.4	0.40	0.34	0.31
50	0.92	0.51	0.49	0.48	0.48	0.45	0.43	0.43	0.37	0.35
100	0.97	0.54	0.53	0.52	0.51	0.49	0.47	0.47	0.41	0.39

De acuerdo con las coberturas o usos del suelo (Figura 100 y Tabla 33) y la pendiente media de la cuenca o áreas tributarias, mostrado en la Figura 98, se construyó la Tabla 41, donde se muestran los coeficientes de escorrentía para cada tipo de pendiente.

Tabla 41. Coeficientes de escurrimiento C según pendiente y tipo de cobertura

Nombre cuenca o área tributaria	Red Aldo (AT Lluvia)			Obras de Mitigación		
Periodo de retorno TR [años]	CE Pendiente > 7%	CE 2% < Pendiente < 7%	CE Pendiente < 2%	CE Pendiente > 7%	CE 2% < Pendiente < 7%	CE Pendiente < 2%
	Distribución cobertura con base en la pendiente			Distribución cobertura con base en la pendiente		
2.33	0.73	0.72	0.72	0.75	0.75	0.75
5	0.78	0.77	0.77	0.80	0.80	0.80
10	0.81	0.80	0.80	0.83	0.83	0.83
25	0.85	0.85	0.85	0.88	0.88	0.88
50	0.89	0.89	0.89	0.92	0.92	0.92

Tabla 41. Coeficientes de escurrimiento C según pendiente y tipo de cobertura

Nombre cuenca o área tributaria	Red Aldo (AT Lluvia)			Obras de Mitigación		
Periodo de retorno TR [años]	CE Pendiente > 7%	CE 2% < Pendiente < 7%	CE Pendiente < 2%	CE Pendiente > 7%	CE 2% < Pendiente < 7%	CE Pendiente < 2%
	Distribución cobertura con base en la pendiente			Distribución cobertura con base en la pendiente		
100	0.94	0.94	0.94	0.97	0.97	0.97

Dado que la cuenca o áreas tributarias presenta una pendiente media del entre el 19% y el 40%, se consideraron los valores de C correspondientes a pendientes mayores al 7% de acuerdo con la pendiente media de la cuenca o áreas tributarias. Con estas consideraciones, se estimaron los coeficientes de escorrentía que se muestran en la Tabla 42.

Tabla 42. Coeficientes de escorrentía C empleados [adimensionales]

Cuenca o área tributaria	TR [años]					
	2.33	5	10	25	50	100
Red Aldo (AT Lluvia)	0.73	0.78	0.81	0.85	0.89	0.94
AT01, AT02 y AT03	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97

5.8 CAUDALES DE CRECIENTE

Dado que no se cuenta con registros directos de caudal, se emplearon relaciones de lluvia y escorrentía para estimar los caudales máximos en cada cuenca o áreas tributarias del sitio de estudio, por el Método racional.

Este método, ampliamente reconocido por su sencillez y validez en cuencas o áreas tributarias pequeñas, permite estimar el caudal máximo generado por una lluvia de intensidad constante distribuida homogéneamente en toda el área de la cuenca o áreas tributarias y con una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca o áreas tributarias.

El rango de validez para el método Racional según la magnitud del área de drenaje tiene múltiples conceptos que discrepan entre ellos, en un caso se reseñan que el método racional es válido para áreas de drenaje con áreas inferiores a 200 km^2 (Fattorelli & Fernández, 2011), Bryan (1978) expone como límite de aplicación 2 km^2, Upegui (2001) expone como límite 50 km^2, Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. (2013) habla de 0.8 km^2, mientras que el INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (2009) habla sobre valores que han sido citados en la literatura entre 0.65 km^2 y 12.5 km^2 donde la tendencia actual es usar 1.3 km^2 a 2.5 km^2.

Debido a que las áreas tributarias delimitadas hasta el sitio de interés tienen un tamaño pequeño (inferior a 0.8 km^2) por lo que se considera que las hipótesis del método Racional son válidas. Este método usa la siguiente expresión, donde Q es el caudal máximo [l/s], C es el coeficiente de escorrentía [Adim], i es la intensidad de la lluvia [mm/h] y A es el área de la cuenca (ha).

$$Q = \frac{C.i.A}{360} * 1000$$

Los parámetros como el coeficiente de escorrentía asociado a cada cuenca o área tributaria se estimaron en el apartado 5.7, la intensidad de la precipitación estimada a partir de los registros de lluvia justificados en el apartado 5.6.4 y los parámetros morfométricos de las cuencas o áreas tributarias se resumieron en el apartado 5.4. En la Tabla 43 se presentan los resultados del cálculo de los caudales máximos para la cuenca o área tributaria de estudio por el método Racional.

Tabla 43. Caudales máximos por el Método Racional [l/s]

Cuenca o área tributaria	Periodo de retorno [años]					
	2.33	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
Red Aldo (AT Lluvia)	1824	2251	2665	3366	4017	4836
AT01	88	109	129	163	194	233
AT02	21	25	30	38	45	55
AT03	73	90	106	134	160	192

Los caudales estimados se utilizarán como insumo para la evaluación de la red de aguas combinadas y para el dimensionamiento de las obras hidráulicas de mitigación.

6 ASPECTOS HIDRÁULICOS

Este corresponde a un análisis del funcionamiento de las obras propuestas desde el punto de vista hidráulico, así como las obras existentes que reciben la descarga de las obras proyectadas. El objetivo principal de este capítulo es diseñar y verificar las obras hidráulicas proyectadas en el sitio crítico, donde las obras hidráulicas son parte de los diseños y obras de estabilización que cumplirán con la tarea de captar, transportar y descargas el agua de escorrentía con influencia directa en el sitio cuando se presente eventos de precipitación.

6.1 CAUDAL DE DISEÑO CONDICIONES PROYECTADAS

Los caudales de diseño se estimaron a partir de la metodología por el Método Racional. Este método usa la siguiente expresión, donde Q es el caudal máximo [l/s], C es el coeficiente de escorrentía, i es la intensidad de la lluvia [mm/h] y A es el área de la cuenca (ha).

$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = \frac{C.i.A}{360} * 1000$$

En primer lugar y como se puede apreciar en la Figura 109, se proyectó de forma preliminar las obras hidráulicas para delimitar sus áreas de drenaje, se verifico el uso del suelo para estimar los coeficientes de escorrentía y se estimaron las intensidades con los registros de precipitación. Los resultados para estimar los caudales de diseño, los parámetros y las metodológicas fueron descritas con mayor detalle en el cápitulo 5. Así las cosas, en la tabla Tabla 44 se resumen los resultados de caudales máximos o de diseño en los periodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Tabla 44. Caudales máximos por el Método Racional [l/s]

Método Austin, Texas. (Chow V. et al, 1994)						
Cuenca	**TR [años]**					
	2.33	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
Red Aldo (AT Lluvia)	1824	2251	2665	3366	4017	4836
AT01	88	109	129	163	194	233
AT02	21	25	30	38	45	55
AT03	73	90	106	134	160	192

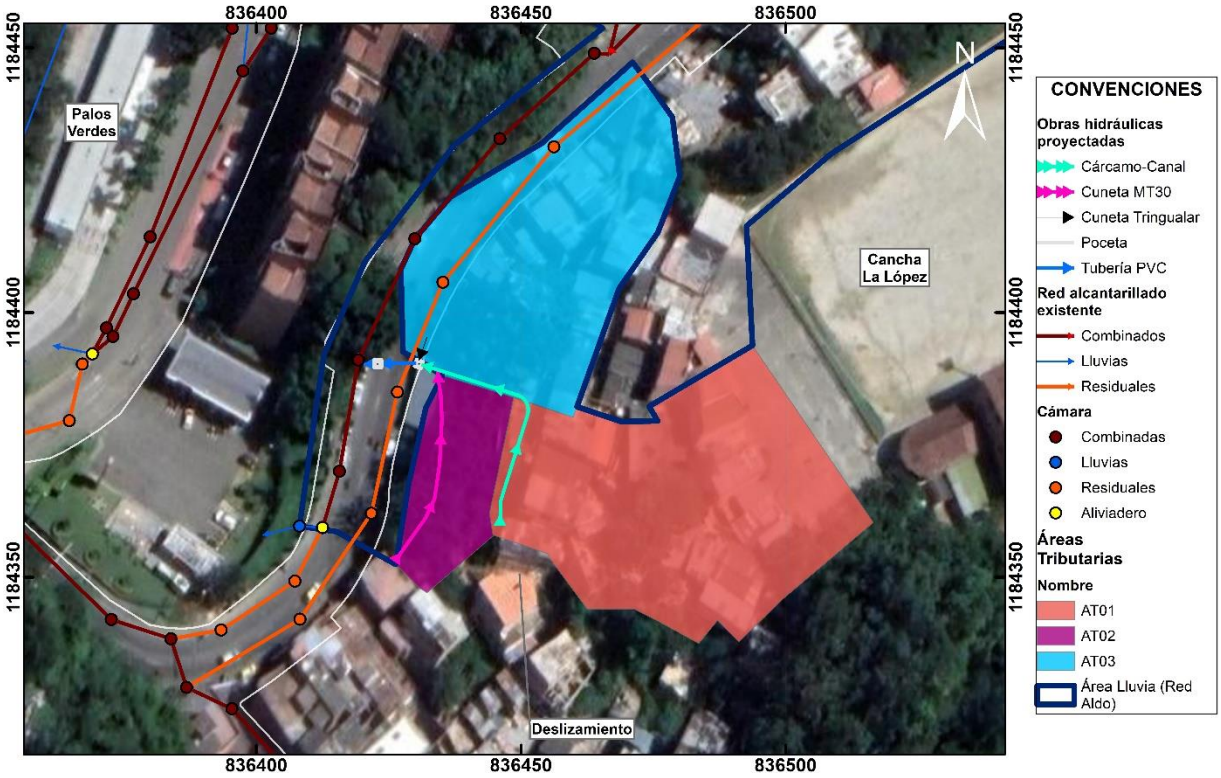


Figura 109. Delimitación de áreas tributarias y esquema obras.

6.2 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

Una vez se han estimado los caudales de diseño, para el dimensionamiento de las obras hidráulicas se debe considerar el periodo de frecuencia o de retorno para dimensionar las obras de diseño.

El periodo de retorno puede ser seleccionado de diferentes lineamientos y directrices que determinar este parámetro de las obras, en las que se resalta que este puede ser modificado con base en criterios del diseñador.

Dado que la zona se ha considerado con un punto crítico en el marco de una urgencia manifiesta por parte del Departamento administrativo de gestión del riesgo y de desastres (DAGRD), se podría pensar que el periodo de retorno debería estar asociado a un valor alto, sin embargo, este estudio tiene el propósito de realizar diseños interdisciplinares que mitigaran el riesgo.

De esta manera, se pueden seguir los lineamientos y directrices presentados en el Manual de Drenaje de Carreteras (INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS & REPÚBLICA DE COLOMBIA, 2009) en los que indican que para obras de tipo drenaje de la corona o estructuras de caída se pueden utilizar periodos de retorno de 10 años,

Adicionalmente, el sistema de drenaje proyectado descargará en la red existentes de aguas combinadas de EPM, por lo que se verificó las Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. (Empresas Públicas

de Medellín. E. S. P., 2013). En este se indica que para estas estructuras el periodo de diseño es de 10 años.

Así las cosas, se selecciona el periodo de retorno de 10 años para el dimensionamiento de las obras proyectas y al evaluación de la red de aguas combinadas.

6.3 CANAL EN FONDO UNIFORME Y CUNETAS MEDIO TUBO

Para establecer la capacidad de los tramos de canal en fondo uniforme o el cárcamo y las cunetas de sección circular o medio tubo, se emplea la Fórmula de Manning, donde Q es el caudal transportado por el canal en m^3/s, n es el coeficiente de rugosidad de Manning (n=0.014 en concreto), A es el área mojada en m^2, RH es el radio hidráulico en m y S es la pendiente del canal en m/m.

$$Q = \frac{A * R_H^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

En la verificación hidráulica se revisa que la velocidad no supere 12.5 m/s para evitar procesos de erosión en los canales y que no sea inferior a 0.6 m/s para evitar procesos de sedimentación. Estas velocidades permisibles son las referidas en el capítulo *8.7.3.2 Velocidades en los canales de aguas lluvias*, de la Norma de diseño de Alcantarillado de EPM. Además, para la altura de los canales se consideró un borde libre para tener en cuenta las fluctuaciones de la superficie de flujo de acuerdo con la siguiente ecuación (Sotelo 2003):

$$Bl = 0.3 + 0.25 * Yn$$

De esta manera, el cárcamo propuesto con sección rectangular en la parte superior de la reconformación del talud por el acceso peatonal tiene una dimensión de 0.50 m x 0.50 m. En la Tabla 45, se puede apreciar la evaluación hidráulica para el cárcamo con su pendiente mínima y máxima.

Tabla 45. Evaluación hidráulica del cárcamo

Q: Caudal diseño. *b: ancho. *a: altura. Z: pendiente pared *n: Rugosidad. *S: Pendiente. *V: Velocidad. *Am: Área mojada. *Pm: Perímetro mojado. *Rh: Radio hidráulico. *y: Profundidad hidráulica. *BL: Borde libre

Nombre obra	b	a	Z	Q	n	S	Am	Pm	Rh	y	BL	V	y+BL
	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[adim]	[%]	[m^2]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m]
Cárcamo	0.50	0.50	0.00	128.86	0.014	2.00	0.07	0.76	0.09	0.13	0.33	1.97	0.46
Cárcamo	0.50	0.50	0.00	158.99	0.014	19.72	0.03	0.64	0.05	0.07	0.32	4.56	0.39

Las cunetas de medio tubo (Tipo MT) será colocadas en la berma de la reconformación para el talud, la capacidad de estas se evaluó con las geometrías que se muestran en

la Tabla 46. En la Figura 110, podemos apreciar la evaluación hidráulica para esta obra donde se resalta que la altura hidráulica es menor al diámetro medio de la cuneta.

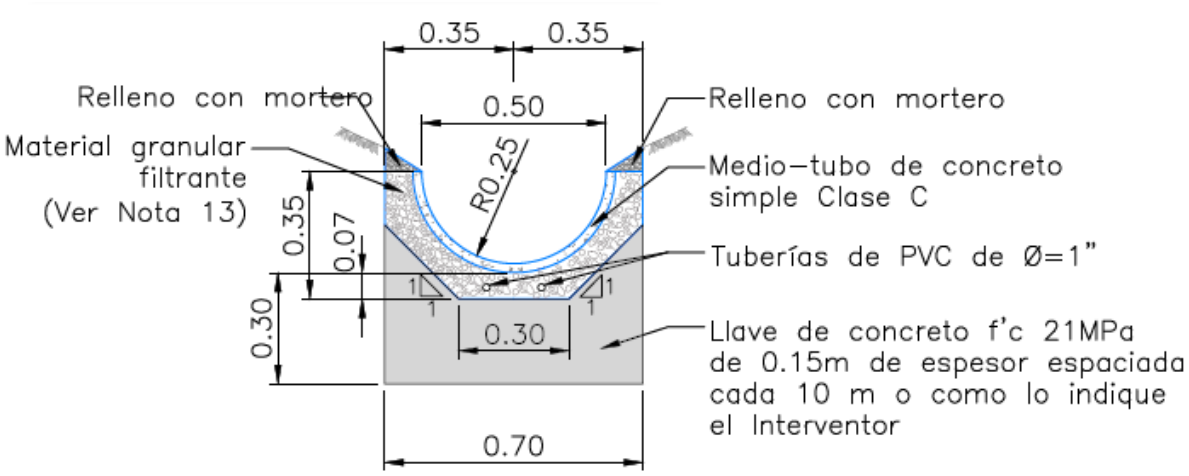


Figura 110. Geometría de cunetas tipo MT-30.
(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 46. Evaluación hidráulica de cunetas de medio tubo MT-30

Ø: Diámetro interno tubería. Q: Caudal de diseño. *n: Rugosidad. *S: Pendiente. *y: Profundidad hidráulica. *Rh: Radio hidráulico. N.F.: Número de Froude. Vø: Velocidad a tubo lleno *Vreal: Velocidad estimada. Qø: Caudal a tubo lleno. To: Fuerza tractiva

Cuneta	Ø	Q	n	S	y	y/ Ø	θ	Rh/D	Rh	NF	$V_ø$	V_{real} / $V_ø$	$Q_ø$	$Q/Q_ø$	V_{real}	To
	[mm]	[l/s]	[adim]	[%]	[m]	[adim]	[rad]	[adim]	[m]	[Adim]	[m/s]	[adim]	[L/s]	[adim]	[m/s]	[Mpa]
MT	300	30	0.014	1	0.14	0.93	2.9	0.2	0.07	1.0	1.3	0.8	90	0.3	1.0	6.8

6.3.1 Eficiencia de la captación del cárcamo

En este apartado se analiza la eficiencia de captación del cárcamo debido a la tapa ranurada en concreto, la cual tiene como objetivo principal dar seguridad a las personas. En primer lugar, hallamos la altura de la lámina de agua, aguas arriba del cárcamo, es decir, la altura de agua que se puede presentar en al acceso peatonal con un ancho aproximado de 3 m antes de ingresar al cárcamo (Ver Tabla 47)

Tabla 47. Evaluación hidráulica anden peatonal antes del cárcamo

Q: Caudal diseño. *b: ancho. Z: pendiente pared *n: Rugosidad. *S: Pendiente. *V: Velocidad. *Am: Área mojada. *Pm: Perímetro mojado. *Rh: Radio hidráulico. *y: Profundidad hidráulica.											
Nombre obra	**b**	**Z**	**Q**	**n**	**S**	**y**	**T**	**Am**	**Pm**	**Rh**	**V**
	[m]	**[m]**	**[l/s]**	**[adim]**	**[%]**	**[m]**	**[m]**	**[m²]**	**[m]**	**[m]**	**[m/s]**
Andén	3.00	0.00	128.9	0.014	4.00	0.03	3.00	0.09	3.06	0.03	1.39

Luego, determinaos la capacidad de agua que puede ingresar por la rejillas con las ecuaciones siguientes.

$$Qm = 1.66 * (L + 2b) * y^{1.5};\ y < 1.6 * \left(\frac{A}{L + 2b}\right)\ Si\ funciona\ como\ vertedero$$

$$Qm = 2.66 * A * y^{0.5};\ y \geq 1.6 * \left(\frac{A}{L + 2b}\right)\ Si\ funciona\ como\ orificio$$

Donde Qm está en m^3/s, b es la longitud del cárcamo que puede captar el agua del sendero en m (3 m), L la longitud transversal del cárcamo en m (0.5 m) y A es el área total de las aberturas en m^2 (0.42 m^2). Así las cosas, al analizar las ecuaciones anteriores se puede apreciar que la capacidad del cárcamo en este tramo es de aproximadamente 58.7 l/s, para un funcionamiento tipo vertedero.

Luego, una fracción del agua puede cruzar el cárcamo, con un valor aproximado de 70.2 l/s. De esta manera en plano “P-2812-PV-HI-01 al 02-Rev1 (Obras hidráulicas)”, se recomienda la instalación de un bordillo para evitar que el agua llegue al talud reconformado, así como una pendiente transversal al acceso peatonal de 0.5% con dirección al cárcamo para ayudar a incorporar nuevamente el agua.

La altura del agua que se presenta en el acceso peatonal, luego de cruzar el cárcamo es de aproximadamente 5 centímetros (ver Tabla 48), por lo tanto, el bordillo puede tener una altura mínima de 10 cm.

Tabla 48. Evaluación hidráulica anden peatonal después del cárcamo

Q: Caudal diseño. *b: ancho. Z: pendiente pared *n: Rugosidad. *S: Pendiente. *V: Velocidad. *Am: Área mojada. *Pm: Perímetro mojado. *Rh: Radio hidráulico. *y: Profundidad hidráulica.											
Nombre obra	**b**	**Z**	**Q**	**n**	**S**	**y**	**T**	**Am**	**Pm**	**Rh**	**V**
	[m]	**[m]**	**[l/s]**	**[adim]**	**[%]**	**[m]**	**[m]**	**[m²]**	**[m]**	**[m]**	**[m/s]**
Andén	1.00	0.00	70.18	0.014	2.00	0.05	1.00	0.05	1.11	0.05	1.33

6.4 CANALES ESCALONADOS

Los tramos de los canales que presentan fondo escalonado se proyectan en tramos en los que la topografía presenta pendientes altas, estos canales se diseñaron de acuerdo con la metodología propuesta por (Llano Gutierrez, 2003), con el fin de disipar eficiente y controladamente la energía del flujo en aquellos tramos necesarios. La metodología propuesta se resume en las siguientes dos expresiones para calcular los límites de los diferentes tipos de flujo, la primera para el límite superior de flujo saltante y la segunda para límite inferior del flujo rasante.

$$\mathrm{Yc} = 11.01 * \left(\frac{\mathrm{ch}}{\mathrm{h}}\right)^2 - 4.398 * \left(\frac{\mathrm{ch}}{\mathrm{h}}\right) + 1.249$$

$$\mathrm{Yc} = 17.476 * \left(\frac{\mathrm{ch}}{h}\right)^{27,247} * \left(\frac{\mathrm{ch}}{h}\right) + 1.846$$

Donde ch es la altura o contrahuella de los escalones en m, h es la longitud o huella de los escalones en metros y Yc es la profundidad crítica de flujo sobre la cresta del canal en metros. En la Figura 111 se ilustran las zonas asociadas a cada régimen de flujo saltante y rasante.

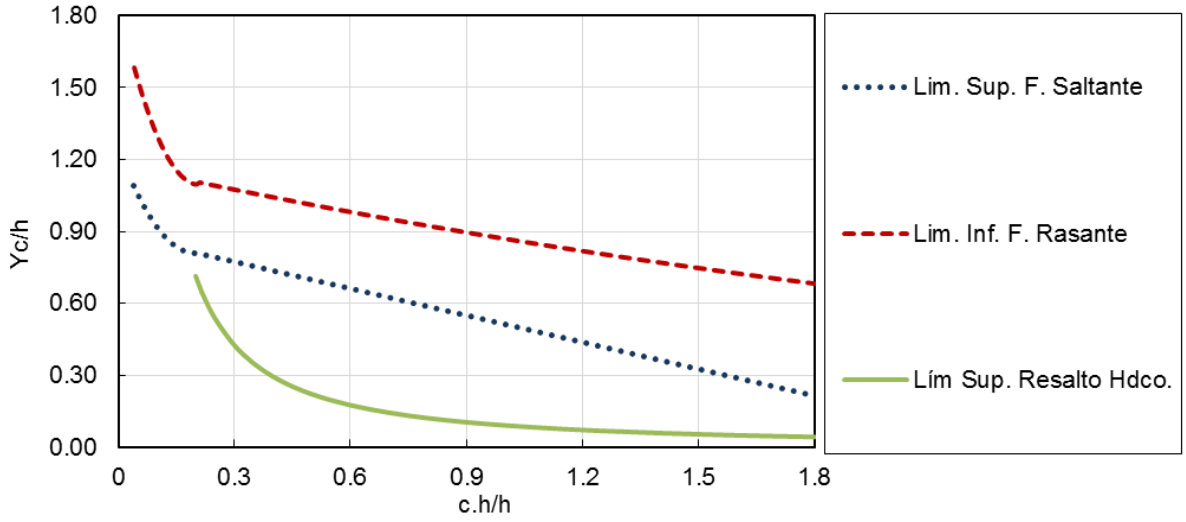


Figura 111. Límites de régimen de flujo en canales escalonados (A partir de Llano 2003)

Los resultados de la evaluación hidráulica del canal con tramo escalonados se muestran en la Tabla 49, para caudales de diseño asociados a periodos de retorno de hasta 100 años, siendo el periodo de retorno de diseño el de 10 años.

Tabla 49. Evaluación hidráulica para los tramos escalonados

Tr: Período de retorno, c.h: Contra huella, h: huella, b: Ancho canal, Q: Caudal de diseño, R.F: Régimen de flujo, Y90: Profundidad del flujo donde existe una concentración del 90% del aire, a: altura de diseño canal, v: Velocidad del flujo

Canal o Tramo	Tr [años]	c.h [m]	h [m]	b [m]	Q [m3/s]	R.F	Y90 [m]	[1.45*Y90] [m]	a min [m]	a [m]	v [m/s]
Canal 1	2	0.70	0.71	0.50	0.11	Flujo saltante	0.13	0.185	0.35	0.50	1.71
	5				0.13	Flujo saltante	0.15	0.212			1.84
	10				0.16	Flujo saltante	0.16	0.237			1.95
	25				0.20	Flujo saltante	0.19	0.275			2.11
	50				0.24	Flujo saltante	0.21	0.309			2.25
	100				0.29	Flujo saltante	0.24	0.348			2.40

El alineamiento horizontal y vertical de las obras hidráulicas como sus dimensiones y configuración se encuentran en los planos anexos a este documento.

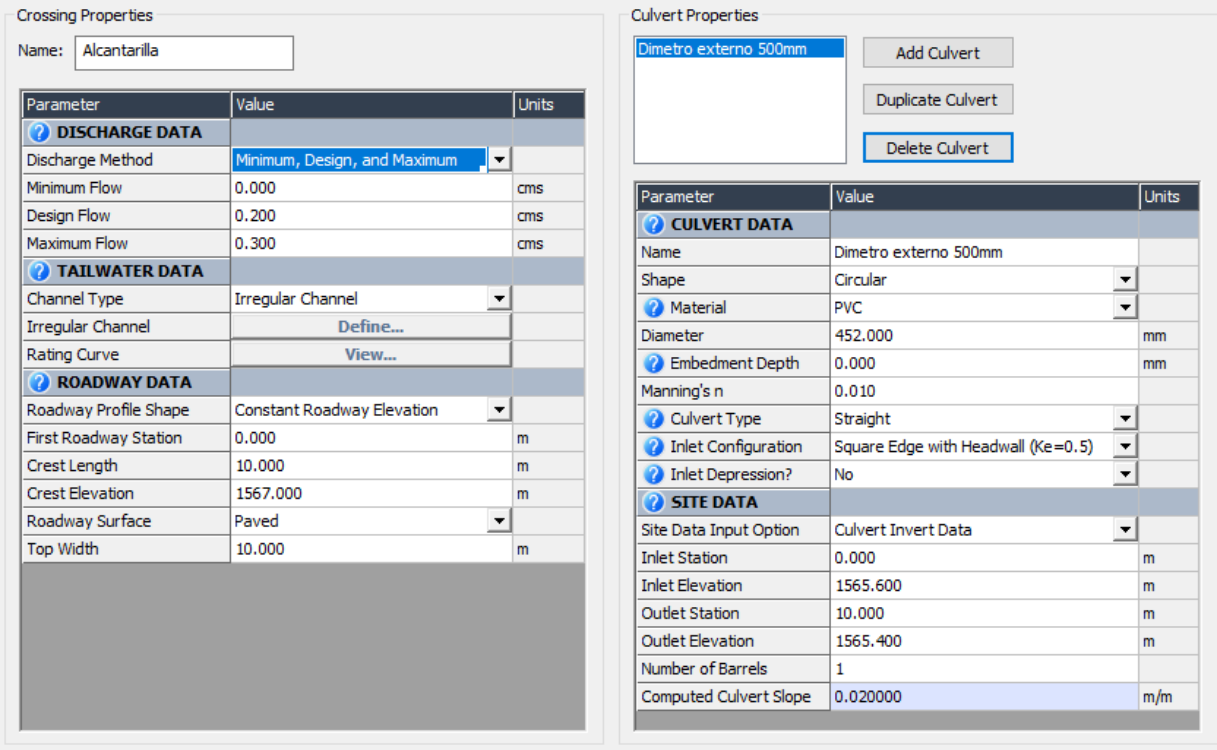
6.5 ALCANTARILLA PROYECTADA

La evaluación de la capacidad hidráulica de las obras menores de cruce, en este caso la alcantarilla circular diseñada para la zona del proyecto para captar las aguas que bajan por el talud en el canal escalonado se realizó empleando el Software HY-8 (Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation) y considerando tanto el control en la entrada como en la salida. La evaluación se realizó para caudales asociados a un periodo de retorno de 10 años con un rango máximo de un caudal asociado.

En la Tabla 50, Tabla 51 y Figura 112, se presentan los parámetros y resultados de la evaluación hidráulica para la alcantarilla, la cual capta el agua de escorrentía del canal escalonado para un caudal de 200 l/s (0.20 m^3/s). Esta tubería de diámetro externo de 500 mm y diámetro interno de 452 mm, descarga sus aguas en la cámara existente de aguas combinadas.

Con base en los lineamientos del Manual de Drenaje para Carreteras (INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS & REPÚBLICA DE COLOMBIA, 2009) se evalúa el control en la entrada donde la altura de la lámina de agua en la poceta (HW) aguas arriba de la alcantarilla es de 0.50 m para el caudal de diseño. Luego, el control en la entrada es la relación de esta altura (HW) con el diámetro (D) de la alcantarilla (HW/D), en la cual se obtuvo un valor de 0.42; indicando un valor menor a 1.20, es decir, dentro de las recomendaciones de diseño.

Tabla 50. Parámetros de diseño para la alcantarilla proeyctada



Crossing Properties

Name: Alcantarilla

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.000	cms
Design Flow	0.200	cms
Maximum Flow	0.300	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Irregular Channel	
Irregular Channel	Define...	
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	10.000	m
Crest Elevation	1567.000	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	10.000	m

Culvert Properties

Dimetro externo 500mm

Add Culvert

Duplicate Culvert

Delete Culvert

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Dimetro externo 500mm	
Shape	Circular	
Material	PVC	
Diameter	452.000	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n	0.010	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge with Headwall (Ke=0.5)	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	1565.600	m
Outlet Station	10.000	m
Outlet Elevation	1565.400	m
Number of Barrels	1	
Computed Culvert Slope	0.020000	m/m

Tabla 51. Evaluación hidráulica alcantarilla proyectada

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	1565.60	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	0.03	1565.76	**0.16**	0.0*	1-S2n	0.07	0.12	0.07	0.12	1.72	0.16
0.06	0.06	1565.83	**0.23**	0.0*	1-S2n	0.10	0.17	0.11	0.19	2.01	0.21
0.09	0.09	1565.90	**0.30**	0.04	1-S2n	0.13	0.21	0.14	0.25	2.20	0.24
0.12	0.12	1565.96	**0.36**	0.09	1-S2n	0.15	0.24	0.16	0.31	2.33	0.26
0.15	0.15	1566.01	**0.41**	0.15	1-S2n	0.16	0.27	0.18	0.36	2.44	0.28
0.18	0.18	1566.06	**0.46**	0.22	5-S2n	0.18	0.30	0.21	0.41	2.54	0.29
0.20	0.20	1566.10	**0.50**	0.26	5-S2n	0.19	0.31	0.22	0.44	2.60	0.30
0.24	0.24	1566.19	**0.59**	0.41	5-S2n	0.21	0.34	0.24	0.50	2.71	0.32
0.27	0.27	1566.27	**0.67**	0.48	5-S2n	0.23	0.36	0.26	0.54	2.79	0.33
0.30	0.30	1566.35	**0.75**	0.55	5-S2n	0.24	0.38	0.28	0.59	2.86	0.34

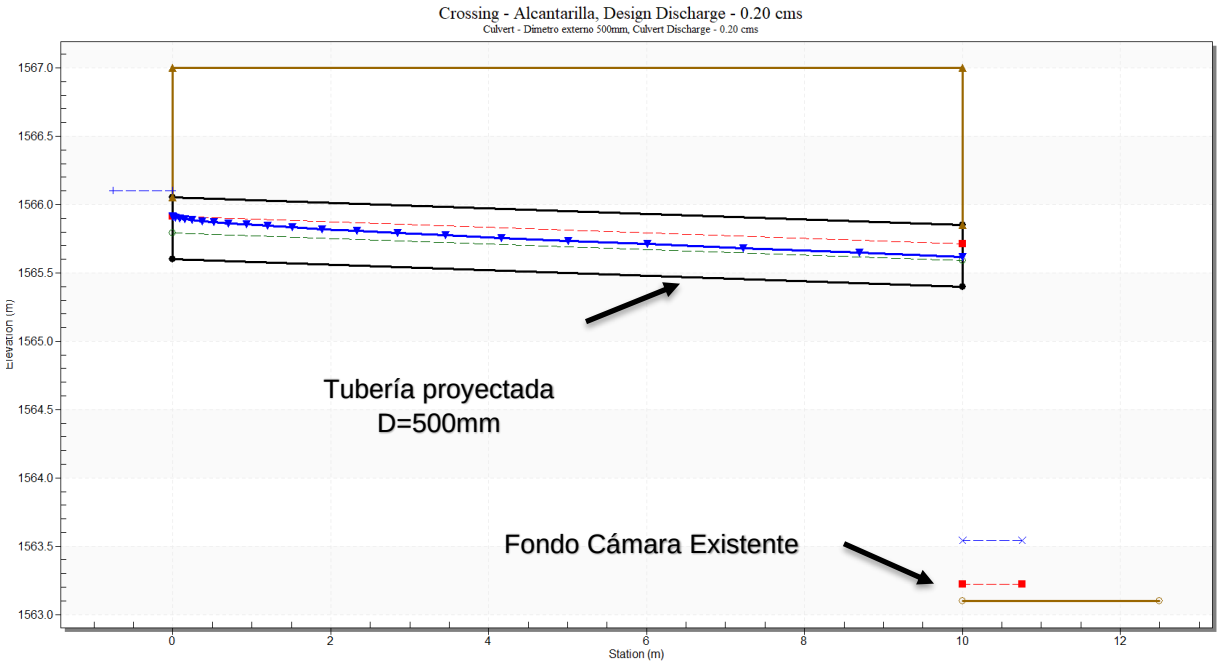


Figura 112. Perfil lámina de agua para el caudal de diseño

6.6 EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE AGUAS COMBINADAS

Dado que el sistema de drenaje para controlar las aguas superficiales en la zona superior e interna del talud descarga a la cámara de aguas combinadas existentes, específicamente en el punto de coordenadas 836419.6E, 1184390.3N MAGNA Medellín, es necesario realizar una evaluación hidráulica para establecer si la tubería existente tiene capacidad hidráulica.

Como un sistema de alcantarillado de aguas combinadas se define como: “un sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas lluvias” (Empresas Públicas de Medellín. E. S. P., 2013), es necesario estimar los caudales de diseño para residual y para aguas lluvias. Así las cosas, estos caudales se estimaron dos cámaras aguas abajo del punto de conexión, es decir, hasta la cámara ubicada en las coordenadas 836412.8E, 1184358.583N MAGNA Medellín.

6.6.1 Caudal de aguas residuales

En el Capítulo 7 de las Normas de Diseño de sistemas de alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E.S.P., se describe con detalle la metodología para estimar el caudal de diseño de agua residuales. En la Tabla 52, podemos apreciar los parámetros y el caudal de diseño de aguas residuales de 19.1 l/s.

Tabla 52. Estimación de parámetros y caudal de diseño de aguas residuales

1. Parámetros				
At=	**9.2**	**[ha]**	Área tributaria Lluvias de la red Aldo.	
CR=	**0.85**	**[Adim]**	Coeficiente de retorno	
Pc=	**904.00**	**[viviendas]**	Número de clientes proyectados al período de diseño (cliente)	
Estrato=	**3**	**[Adim]**	Estrato de la zona	
Den. Hab.=	3.19	**[Hab/Vivienda]**	Densidad de habitantes por vivienda para el estrato 3	
Dneta=	14.09	**[m³/viviendas/mes]**	Demanda neta 3	
FM=	3.48	**[Adim]**	Factor de mayoración	
2. Caudal agua residuales domesticas (Qd)				**Qd= (CR*Pc*Dneta)/30**
Qd=	361	**[m³/día]**	Caudal de aguas residuales domésticas diario	
3. Otros caudales				**Q_{CE}=0.2 l/s-ha**
Q_I=	**0.0**	**[l/s]**	Caudal industrial	
Q_C=	**0.0**	**[l/s]**	Caudal comercial	
Q_{OF}=	**0.0**	**[l/s]**	Caudal de aguas residuales de uso oficial y uso especial	
4. Caudal por conexiones erradas				**Q_{CE}=0.2 l/s-ha**
Q_{NF}=	1.8	**[l/s]**	Caudal por abatimiento del nivel freático en ambos lados del subdren	
5. Caudal por infiltración				**Q_{INF}=0.3 l/s-ha**
Q_T=	2.8	**[l/s]**	Caudal total captado por el filtro	
6. Caudal medio diario de aguas residuales				**QMD = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{OF}**
QMD=	4.2	**[l/s]**	Caudal total captado por el filtro	

Tabla 52. Estimación de parámetros y caudal de diseño de aguas residuales

7. Caudal máximo horario final	**$Q_{MHF}=F*Q_{DF}+ Q_{if} + Q_{Cf} + Q_{OFf}$**
$Q_T=$ 14.53 **[l/s]** Caudal total captado por el filtro	
8. Caudal de diseño residual	**$Q_{DT} = Q_{MHf} + Q_{INF} + Q_{CEf}$**
$Q_{DT}=$ 19.13 **[l/s]** Caudal de diseño	

6.6.2 Caudal de agua lluvia

El caudal de aguas lluvia se obtiene de los análisis hidrológicos y método racional estimado en el apartado 5 para el área tributaria de aguas residuales y adicionalmente el agua lluvia del sistema de drenaje proyectado que se conecta a la cámara existente con un valor aproximado de 2665 l/s y 265 l/s, respectivamente, para el periodo de retorno de los 10 años. En total el caudal de aguas lluvia es de 2930 l/s

6.6.3 Caudal de aguas combinadas

El caudal de diseño para la red de aguas combinadas es de aproximadamente 2949.1 l/s que corresponde a la suma del caudal de aguas residuales y de aguas lluvias. Luego, al evaluar el tramo de tubería de diámetro interno 1127 mm en PVC, de la red aguas abajo de la cámara de conexión combinada, podemos apreciar una relación de profundidad respecto al diámetro de 0.31, es decir, que el sistema tiene capacidad de recibir el aporte de aguas lluvias de las obras hidráulicas proyectadas.

Tabla 53. Evaluación del tramo aguas abajo de la cámara de conexión (Coordenadas cámara 836419.6E, 1184390.3N MAGNA Medellín)

Dimensionamiento del tramo evaluado	Valor	Unidad
Diámetro interno	1127	[mm]
Cota de salida en el eje de la cámara	1563.34	[msnm]
Cota de llegada en el eje de la cámara	1559.55	[msnm]
Longitud entre ejes de cámara	19.96	[m]
Pendiente tubería	18.99%	[%]

Tabla 53. Evaluación del tramo aguas abajo de la cámara de conexión (Coordenadas cámara 836419.6E, 1184390.3N MAGNA Medellín)

Cálculos hidráulicos	Valor	Unidad
Rugosidad de Manning	0.010	[adim]
Caudal de diseño (q)	2949.1	[l/s]
Velocidad a tubo lleno (V)	18.73	[m/s]
V_{real} / $V_{ø\ a\ tubo\ lleno}$	0.61	[adim]
Caudal a tubo lleno (Q)	18682.84	[L/s]

Resultados y verificaciones	Valor	Unidad
Profundidad hidráulica	0.35	[m]
Relación profundidad-diámetro (y/D)	**0.31 OK**	[adim]
Velocidad	11.40	[m/s]
Esfuerzo cortante	37.58	[kg/m²]

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El análisis multitemporal permitió identificar el crecimiento urbanístico que se ha presentado desde el año 2005 en los alrededores del deslizamiento ocurrido en el mes de junio de 2022, así como la alteración en el cauce de la quebrada El Ahorcado y la disposición de nuevas viviendas sobre la superficie aluvial-aluviotorrencial de la misma.

En cuanto al evento en estudio, se puede entender desde el análisis multitemporal que la ladera en donde ocurrió empezó a ser intervenida en la parte alta con la construcción de viviendas y vías, dando lugar a la reducción de áreas en terreno natural con cobertura vegetal y por ende a cambios en el régimen de infiltraciones y uso del suelo, sin que se evidenciara ocurrencia de procesos en el tiempo analizado hasta antes de la intervención en la parte baja del talud.

Sobre la quebrada El Ahorcado, el área de estudio se localiza en la parte baja de la cuenca hidrográfica de dicho drenaje, donde fluye preferencialmente en dirección de este a oeste, hacia el río Medellín, presentando tramos rectilíneos y una curva marcada hacia el noreste, antes de llegar a la estación de servicio mencionada. Actualmente, en el área de estudio, este drenaje se encuentra canalizado entre la parte alta de las viviendas del barrio Manrique central N°1 en el sector Palos Verdes y la estación Palos Verdes del Metroplús. Se tiene la particularidad de que mientras que en el año 2005 había una vegetal arbórea, concentrada en cercanías del cauce, desde el año 2008 se dio una intervención antrópica consistente en la construcción de nuevas viviendas sobre la margen derecha de la quebrada, algunas de las cuales cortaron la cabecera de un drenaje intermitente afluente de la quebrada El Ahorcado, ubicado hacia el sur de la esquina suroeste de la cancha La López y observado constante desde las imágenes del 2005. Se considera que el proceso morfodinámico y la dinámica de la quebrada son independientes, no habiendo pronunciamiento sobre posible influencia de la canalización de la quebrada en posibles dinámicas del flujo, pues está fuera del alcance del estudio efectuado por INTEINSA.

De acuerdo con la información recolectada en campo y a partir de los análisis realizados, se concluye que la problemática en la zona se debe principalmente a la intervención antrópica que disminuyó la condición de estabilidad general de la zona, procesos erosivos de la ladera, precipitaciones que se presentan en el Valle de Aburrá y drenaje superficial deficiente en la zona superior.

El sitio crítico Palos Verdes, tiene una longitud total de 40 m, comprometiendo las viviendas de la zona superior del escarpe y una calzada de la carrera 44. Con base en los recorridos de campo realizados por personal de INTEINSA, se considera que todos los factores mencionados han aportado en la inestabilidad del sitio, la cual existía al momento de la excavación para la conformación del lavadero, sin embargo, el desconfinar la pata de la ladera aceleró el proceso morfodinámico de la zona. En la actualidad, dadas las fuertes lluvias y al encontrarse el suelo expuesto se corre el riesgo de que el proceso remonte y ponga en riesgo las viviendas de la zona superior.

Cabe resaltar que a pesar de que se encuentre material en una de las calzadas de la vía, en la actualidad no se tienen evidencias de una superficie de falla global que involucre la vía.

Considerando que las condiciones de estabilidad actuales son precarias, con factores de seguridad cercanos a la unidad, se plantearon tres alternativas de solución con el fin de garantizar la estabilidad del talud, las cuales se evaluaron técnicamente en términos de los volúmenes de material, rendimiento y viabilidad constructiva. Del análisis multicriterio y en conjunto con la Interventoría y el DAGRD, se seleccionó como óptima la opción de anclajes pasivos con muro en gaviones. Esta alternativa obtuvo el mayor puntaje en el análisis multicriterio, destacando que, con esta solución, se estabiliza el talud, se protege las viviendas de la zona superior y se ocupa la zona que se adecuo para la construcción del lavadero, cumple con las características de estabilidad que requiere el sitio en condiciones proyectadas. Se consideró, además, que el sistema constructivo es de común uso en la región.

Para la estabilización, se propone una reconformación con pendiente de 0.4H:1.0V hasta una altura de 8.0 m y posteriormente se proyecta una pendiente de 1.0H:1.0V, estabilizada con anclajes pasivos con profundidades entre 9.0 m y 15.0 m de longitud con barras #10, con una distribución tipo tres bolillos distanciados cada 1.50 m tanto en vertical como horizontal. El concreto lanzado se proyecta de 0.12 m de espesor y en la zona baja se recomienda la construcción de un muro en gaviones con altura variable entre 4.0 m y 6.0 m con un ancho de la base de 4.0 m, conformado en el trasdós con un lleno estructural y obras hidráulicas para asegurar el correcto drenaje como son geodrenes y lloraderos. Con el muro en gaviones, se busca, en parte, que no se vuelva a conformar el lavadero o estructura similar en la parte baja de la ladera.

Durante la construcción de las obras definitivas, se deberá mantener inhabilitada la vía (Carrera 44) hasta que se cuente con un 100% de la construcción de los anclajes pasivos, que son los encargados de estabilizar la zona. Además, se deberá contar con un cuidadoso plan de manejo de tránsito vehicular con el fin de evitar un accidente ante posibles desprendimientos. De forma similar, se deberá mantener la evacuación de las viviendas de la zona superior hasta que no se termine la construcción en un 100% de las obras de estabilización.

A partir de los análisis de estabilidad efectuados en la sección de análisis, es posible inferir que las obras planteadas, permitirían asegurar la estabilidad en la zona y la seguridad para los usuarios de la vía, pues se obtuvieron factores de seguridad mayores o iguales a los mínimos requeridos en condiciones estáticas y seudoestáticas.

Por otro lado, los análisis del tipo esfuerzo vs. deformación, permiten concluir que la solución recomendada es satisfactoria para atención de la problemática, tanto en lo que tiene que ver con el comportamiento de talud como con las viviendas de la parte alta y la vía de la parte baja. No obstante, cabe aclarar que el papel de la instrumentación instalada (inclinómetro) juega un papel fundamental en el seguimiento y viabilidad de la zona superior, razón por la cual se recomienda hacer un par de lecturas de seguimiento una vez finalizada la construcción y si el instrumento no evidencia movimiento se podrá viabilizar el retorno de las viviendas adyacentes a la

corona del escarpe y a los flancos norte y sur del proceso morfodinámico, que actualmente se encuentran con orden de evacuación. Posteriormente, el monitoreo deberá realizarse mensualmente, durante un periodo mínimo de un año, debiéndose verificar que las deformaciones no sobrepasen las presentadas en este documento, en el numeral correspondiente a los análisis numéricos de elementos finitos.

Sobre las viviendas del sector, se puede presentar daños, leves y moderados, que se consideran aceptables y que no implican que haya riesgo alto por efecto de la construcción de las obras. No obstante, es posible que se presenten afectaciones menores, tales como fisuras, lo que implica que es necesario el monitoreo de las viviendas durante la ejecución de las obras y durante el mismo tiempo en que se recomienda especial monitoreo del inclinómetro. Se estima que, a lo sumo, serán necesarias tareas de mantenimiento general de las paredes fisuradas.

Es imprescindible la construcción del sistema de drenaje propuesto, superficial y subsuperficial para asegurar la vida útil de las obras proyectadas y para el correcto abatimiento del nivel freático. El sistema de drenaje para el manejo de aguas superficiales se compone de un cárcamo proyectado en la parte superior del talud en acceso peatonal, una cuneta en la berma localidad en la parte intermedia del talud, un canal escalonado que capta las aguas del cárcamo y de la cuneta y, por último, una obra de cruce o alcantarilla que capta el agua del canal escalonado hasta descargar a la cámara existente de aguas combinadas.

Las dimensiones de las obras son tales que el canal escalonado tiene sección rectangular de 0.5 m x 0.50 m en concreto. En cuanto al caudal de diseño, fue de 129 l/s para el cárcamo y de 259 l/s para el canal. La cuneta de medio tubo o tipo MT es de 0.30 m de diámetro en concreto y se dimensionó para un caudal de diseño de 30 l/s. Finalmente, la alcantarilla circular de diámetro externo de 500 mm en material de PVC se dimensionó con un caudal de diseño de 265 l/s.

Dado que la altura entre la cota de llega de la alcantarilla proyectada y el fondo de la cámara corresponde a un salto mayor a 0.70 m se propuso una cámara de caída como indica la norma “NC-AS-IL02-12 Cámaras de caída” de EPM.

Para evaluar el tramo de tubería de aguas combinadas se estimó el caudal de aguas lluvia, el del sistema de drenaje de las obras proyectadas y el caudal de aguas residuales, con valores aproximados de 2665 l/s (TR10), 265 l/s (TR10) y 19.1 l/s, respectivamente. El caudal de diseño probable que puede presentarse en la red de aguas combinadas es de aproximadamente 2949.1 l/s.

La evaluación hidráulica del tramo de tubería aguas abajo del punto de conexión dio como resultado una relación profundidad-diámetro (0.35/1.13) de 0.31, es decir, que este valor se encuentra muy alejado del valor de 1.0, por lo tanto, el caudal adicional de entrada al sistema de 265 l/s, podrá se captado y transportado adecuadamente por la red existente.

Por último, se anota que los análisis de estabilidad realizados para el muro inferior (centro de servicios Palos Verdes) indican, en términos generales, que es posible que se presente una superficie de falla local que involucre la estabilidad de la vía, por tanto, se deberá realizar un seguimiento a dicho sistema de contención.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá.

Alcaldía de Medellín. (2014). Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio de Medellín. Acuerdo 048 de 2014. https://www.medellin.gov.co/irj/go/km/docs/pccdesign/SubportaldelCiudadano_2/PlandeDesarrollo_0_17/ProgramasyProyectos/Shared%20Content/Documentos/2014/POT/ACUERDO%20POT-19-12-2014.pdf

AMVA. (2012). Directrices y lineamientos para la elaboración de estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera, en el Valle de Aburrá (Acuerdo Metropolitano 009 de 2012).

Campos Aranda, D. F. (2010). Introducción a la hidrología urbana (1a ed). Printego.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1993). Hidrología aplicada. McGraw-Hill.

Consorcio Microzonificación. (2006). Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Medellín.

Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. (2013). Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. EPM.

Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. (2018). Geoportal EPM. https://cu.epm.com.co/clientesyusuarios/geoportal

Fattorelli, S., & Fernández, P. C. (2011). Diseño Hidrológico (2.a ed.).

FHWA. (2015). Soil Nail Walls Reference Manual (FHWA-NHI-14-007). Federal Highway Administration.

Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). (2021). Consulta y Descarga de Datos Hidrometeorológicos. http://dhime.ideam.gov.co/atencionciudadano/

Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC). (s. f.). Colombia en Mapas. COLOMBIA EN MAPAS. https://www.colombiaenmapas.gov.co

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS & REPÚBLICA DE COLOMBIA. (2009). Manual de Drenaje Para Carreteras. https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificaciones-tecnicas/984-manual-de-drenaje-para-carreteras/file

INVIAS. (2012). Especificaciones generales de construcción de carreteras (Décima edición).

Llano Gutierrez, S. (2003). Hydraulics of stepped structure: Importance of flow regimes on stepped chutes and practical application in developing countries [Thesis Master of Science, UNESCO-IHE Institute for Water Education, Delft, UNESCO-IHE Institute for

Water Education]. https://cdm21063.contentdm.oclc.org/digital/collection/masters2/id/43097/rec/5

Municipio de Medellín. (2014). Acuerdo 048 de 2014 - Plan de Ordenamiento Territorial municipio de Medellín.

Upegui, J. I. V. (2001). Desarrollo de un modelo hidrológico conceptual y distribuido orientado a la simulación de crecidas [Http://purl.org/dc/dcmitype/Text, Universitat Politècnica de València]. https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=243052

Vargas, R., & Diaz-Granados, M. (1997). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad-duración-frecuencia para Colombia. Universidad de los Andes.

landslides. *Canadian Geotechnical journal*, 260-271.

Dai, F., Lee, C. F., & Ngai, Y. (2005). Landslide risk assessment and management: an overview. *Engineering geology*, 65-87.

Hungr, O., Corominas, J., & Eherhardt, E. (2005). Estimating landslides motion mechanism, travel distance and velocity. En F. Hungr, Couture, & Eberhardt, *Landslide risk management* (págs. 99-126). London: Taylor & Francis group.

Hunter , G., & Fell, R. (2003). Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slopes. *Canadian Geotechnical journal*, 1123-1141.

Scheidegger, A. (1973). On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics*, 231-236.

ANEXO 01
REGISTRO DE PERFORACIONES

ANEXO 02
ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO 03
CORRELACIONES CON N_{SPT}

ANEXO 04
ENSAYOS DE GEOFÍSICA

ANEXO 05
FICHA DE ALTERNATIVAS

ANEXO 06
MEMORIA MURO GAVIONES

ANEXO 07
DISEÑO ESTRUCTURAL

ANEXO 08
CANTIDADES DE OBRA Y APU

ANEXO 09
PLANOS

ANEXO 10
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO