ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES – SECTOR LA CALERA, MEDELLÍN

GEOVOL INGENIERIA SAS

CONSORCIO ECOCALERA

REVISIÓN Y VERIFICACIÓN DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES SECTOR LA CALERA

(MEDELLÍN – ANTIOQUIA)

INFORME V3

GEOVOL INGENIERÍA S.A.S

MARZO 2026

Control de cambios

Revisión N° / Versión	Fecha	Descripción	Observaciones
1	22-12-2025	Entrega Inicial	
2	04-02-2026	Actualización Modelo GG	
3	04-03-2026	Respuesta observaciones de la Interventoría	

Revisión y aprobación

Elaboró	Revisó	Aprobó
Diego Medina Ospina	Luis Alfredo González M.	Luis Alfredo González M.
M.P. 25202-418207CND	M.P. 25202-102039CND	M.P. 25202-102039CND
Especialista en Geotecnia	Magister en Geotecnia	Magister en Geotecnia

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE 10

2. OBJETIVOS 12

2.1. OBJETIVO GENERAL 12
2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO 12

3. ASPECTOS GENERALES 13

3.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 13

4. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA 14

5. RECOPILACIÓN, ANÁLISIS Y REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN 15

5.1. ANTECEDENTES 15
5.2. REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN 16
5.2.1. ASPECTOS GENERALES 16
5.2.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS 16
5.2.3. PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO 17
5.2.4. PROCESOS MORFODINÁMICOS 17
5.2.5. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO 18
5.2.6. ASPECTOS SÍSMICOS 19
5.2.7. NIVELES DE AGUA SUBSUPERFICIAL 20
5.2.8. ESTABILIDAD DE TALUDES 20
5.3. ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES TÉCNICAS 21

6. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO 26

6.1. GEOLOGÍA REGIONAL 26
6.1.1. DUNITAS DE MEDELLÍN (JKUM) 27
6.1.2. METABASITAS DEL PICACHO (JKMBP) 28
6.1.3. FLUJOS DE ESCOMBROS Y/O LODOS (NFI – NQFII) 28
6.1.4. DEPÓSITOS DE DESLIZAMIENTO (QD) 28
6.2. GEOLOGÍA LOCAL 29
6.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 30
6.4. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 31

6.5. GEOMORFOLOGÍA LOCAL 32
6.5.1. GEOFORMAS DE AMBIENTE DENUDACIONAL 33
6.5.2. GEOFORMAS DE AMBIENTE ANTROPOGÉNICO 34
6.6. MORFOMETRÍA 34
6.7. PROCESOS MORFODINÁMICOS 36
6.7.1. DESLIZAMIENTO ACTIVO 36
6.8. ANÁLISIS MULTITEMPORAL 38

7. ASPECTOS SÍSMICOS 40

7.1. MARCO NORMATIVO 40
7.2. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA DE LA ZONA HOMOGÉNEA 13 41
7.3. PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO 41

8. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA 42

8.1. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE CURVAS IDF 43

9. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO 46

9.1. DESCRIPCIÓN GENERAL 46
9.2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 2024 46
9.3. RESULTADOS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO – EXPLORACIÓN 2024 48
9.4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 2026 53

10. PRUEBAS DE CARGA 59

11. ESTUDIO GEOTÉCNICO Y FORMULACIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO 62

11.1. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN SUELO 62
11.1.1. DETERMINACIÓN DE N CON VS 62
11.1.2. PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT 65
11.2. CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA 71
11.2.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL (UCS) 71
11.2.2. ÍNDICE DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO (GSI) 71
11.2.3. CONSTANTE DEL MATERIAL (MI) 72
11.2.4. FACTOR DE DISTURBANCIA (D) 72
11.3. CONDICIONES DE AGUA 72
11.4. RETROCÁLCULO 76

11.5. MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO 78

12. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS 81

12.1. CONSIDERACIONES GENERALES 81
12.2. MECANISMOS DE FALLA 82

13. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN 85

13.1. CRITERIOS NORMATIVOS 85
13.2. METODOLOGÍA GENERAL DE LAS MODELACIONES 86
13.3. DESCRIPCIÓN DE LOS ESCENARIOS ANALIZADOS 86
13.3.1. ESCENARIO 1 – CONDICIÓN INICIAL (ANTES DE INTERVENCIONES) 86
13.3.2. ESCENARIO 2 – CONDICIÓN ACTUAL CON TERRACEO 86
13.3.3. ESCENARIO 3 – TERRACEO + SISTEMA DE ANCLAJES ACTIVOS 86
13.3.4. ESCENARIO 4 – TERRACEO + ANCLAJES ACTIVOS Y DRENES 20M 87
13.3.5. ESCENARIO 5 – SISTEMA MIXTO (ANCLAJES Y DRENES) CON MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 87
13.3.6. ESCENARIO 6 – SISTEMA MIXTO (ANCLAJES Y DRENES) + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR CON ANCLAJES PASIVOS 87
13.3.7. ESCENARIO 7 – SOLUCIÓN DEFINITIVA PROPUESTA 87
13.4. ANÁLISIS NIVEL FREÁTICO CON DRENES HORIZONTALES 88
13.5. RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN 91
13.5.1. ESCENARIO 1 91
13.5.2. ESCENARIO 2 93
13.5.3. ESCENARIO 3 95
13.5.4. ESCENARIO 4 97
13.5.5. ESCENARIO 5 99
13.5.6. ESCENARIO 6 101
13.5.7. ESCENARIO 7 103
13.5.8. RESUMEN FACTORES DE SEGURIDAD 105

14. VERIFICACIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA 107

14.1. SENSIBILIDAD DEL DISEÑO INICIAL FRENTE A LA VARIACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 107
14.2. VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE LOS ANCLAJES 110
14.3. VERIFICACIÓN SISTEMA DE DRENAJES 115
14.4. RESUMEN DE LAS VERIFICACIONES 118

15. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS PARA OBRAS PROPUESTAS 121

15.1. ANCLAJES ACTIVOS 121
15.1.1. LONGITUD DE LOS ANCLAJES 121
15.1.2. DADOS DE ANCLAJE 122
15.2. MURO DE CONTENCIÓN 123
15.2.1. CAPACIDAD PORTANTE 123
15.2.2. MÓDULOS DE REACCIÓN VERTICAL 127
15.2.3. DIAGRAMAS DE PRESIÓN APARENTE DE TIERRAS 129

16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 130

17. BIBLIOGRAFIA 134

18. LIMITACIONES 135

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. RANGO DE PENDIENTES (ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ - AMVA, 2012) 35
TABLA 2. VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN INFILTRADA (MM) 43
TABLA 3. VALORES DE INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN 44
TABLA 4. PROFUNDIDAD TOTAL Y NIVEL FREÁTICO EN LOS SONDEOS EJECUTADOS 46
TABLA 5. COORDENADAS CARTESIANAS – SONDEOS 48
TABLA 6. COORDENADAS GEOGRÁFICAS – LÍNEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA - 2024 48
TABLA 7. CANTIDADES DE ENSAYOS REALIZADOS 49
TABLA 8. RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO 49
TABLA 9. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO – SONDEO 1 50
TABLA 10. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO – SONDEO 2 51
TABLA 11. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO – SONDEO 3 52
TABLA 12. COORDENADAS GEOGRÁFICAS – LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA - 2026 55
TABLA 13. CORRELACIONES VS Y N – LRS MASW1 64
TABLA 14. CORRELACIONES VS Y N – LRS MASW2 64
TABLA 15. ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA DEFINIR N – LRS MASW1 64
TABLA 16. ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA DEFINIR N – LRS MASW2 65
TABLA 17. DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS EFECTIVOS 67
TABLA 18. RESUMEN PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 80
TABLA 19. VALORES TÍPICOS DE PERMEABILIDAD PARA SUELOS 88
TABLA 20. RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD PARA CADA ESCENARIO ANALIZADO 105

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO....13
FIGURA 2. LADERA DESPLAZADA EN LA ZONA DE ESTUDIO....14
FIGURA 3. OBRAS PLANTEADAS POR MOREAL INGENIEROS....15
FIGURA 4. GEOLOGÍA REGIONAL....27
FIGURA 5. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL....30
FIGURA 6. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL....31
FIGURA 7. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL....32
FIGURA 8. ZONAS DE GEOFORMAS DE LADERAS DE PENDIENTES ALTAS A MUY ALTAS ASOCIADAS A SSDPI (DDRT-SSDPI)....33
FIGURA 9. VÍA DE ACCESO AL EDIFICIO CALERA ALTA SOBRE LA CARRERA 17....34
FIGURA 10. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL....35
FIGURA 11. MORFOMETRÍA DEL DESLIZAMIENTO....37
FIGURA 12. GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO, CORRESPONDE A UNA LADERA DE MODERADA A ALTA PENDIENTE....37
FIGURA 13. OBSTRUCCIÓN Y LIMITACIÓN DE LA VÍA PARA EL TRÁNSITO VEHICULAR DEBIDO AL DESLIZAMIENTO....38
FIGURA 14. ANÁLISIS MULTITEMPORAL DE LA ZONA DE ESTUDIO....39
FIGURA 15. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE MEDELLÍN....40
FIGURA 16. LOCALIZACIÓN SONDEOS....47
FIGURA 17. LOCALIZACIÓN LÍNEA SÍSMICA - 2024....47
FIGURA 18. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN MUESTRA 1....53
FIGURA 19. RESULTADOS CORTE DIRECTO M1....54
FIGURA 20. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN MUESTRA 2....54
FIGURA 21. RESULTADOS CORTE DIRECTO M2....54
FIGURA 22. LOCALIZACIÓN LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA – 2026....55
FIGURA 23. UBICACIÓN EN CAMPO DE LA LÍNEA MASW1....56
FIGURA 24. UBICACIÓN EN CAMPO DE LA LÍNEA MASW2....56
FIGURA 25. PERFIL UNIDIMENSIONAL VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (VS) – MASW 1....57
FIGURA 26. PERFIL UNIDIMENSIONAL VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (VS) – MASW 2....58
FIGURA 27. ESTRATIGRAFÍA ZONA DE ESTUDIO....62
FIGURA 28. CORRELACIONES ENTRE VS Y N....63
FIGURA 29. VALORES DE NÚMERO DE CURVA PARA DIFERENTES GRUPOS HIDROLÓGICOS....73
FIGURA 30 VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN INFILTRADA....75
FIGURA 31. PERFIL DE ANÁLISIS....77
FIGURA 32. RETROCÁLCULO....78
FIGURA 33. PERFIL DE ANÁLISIS – 0+060....79
FIGURA 34. MODELO GEOTÉCNICO....79
FIGURA 35. ESQUEMA DE DESLIZAMIENTO ROTACIONAL....83
FIGURA 36. SUBDIVISIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES EN SIMPLES, MÚLTIPLES Y SUCESIVOS....83
FIGURA 37. NIVELES DE AGUA DEFINIDOS....85
FIGURA 38. ENMALLADO DRENES HORIZONTALES....89
FIGURA 39. PROPIEDADES DRENES HORIZONTALES....89
FIGURA 40. ANÁLISIS FEA DRENES HORIZONTALES – 3 FILAS DE DRENES....90
FIGURA 41. ANÁLISIS FEA DRENES HORIZONTALES – 4 FILAS DE DRENES....90

FIGURA 42 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - ESTÁTICO- TR20.....91
FIGURA 43 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - PSEUDOESTÁTICO- TR20 91
FIGURA 44 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - ESTÁTICO- BAJO 92
FIGURA 45 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - PSEUDOESTÁTICO- BAJO.....92
FIGURA 46 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_ESTÁTICO- TR20 93
FIGURA 47 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_PSEUDOESTÁTICO- TR20.....93
FIGURA 48 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_ESTÁTICO- BAJO 94
FIGURA 49 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_PSEUDOESTÁTICO- BAJO 94
FIGURA 50 OBRA_ANCLAJES_ESTÁTICO-TR20.....95
FIGURA 51 OBRA_ANCLAJES_PSEUDOESTÁTICO-TR20 95
FIGURA 52 OBRA_ANCLAJES_ESTÁTICO-BAJO 96
FIGURA 53 OBRA_ANCLAJES_PSEUDOESTÁTICO-BAJO.....96
FIGURA 54 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_ESTÁTICO- TR20 97
FIGURA 55OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_PSEUDOESTÁTICO- TR20 97
FIGURA 56 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_ESTÁTICO- BAJO.....98
FIGURA 57 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_PSEUDOESTÁTICO- BAJO.....98
FIGURA 58 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_ESTÁTICO- TR20 99
FIGURA 59 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_PSEUDOESTÁTICO- TR20 99
FIGURA 60 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_ESTÁTICO- BAJO.....100
FIGURA 61 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_PSEUDOESTÁTICO- BAJO 100
FIGURA 62 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_ESTÁTICO- TR20 101
FIGURA 63 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_PSEUDOESTÁTICO- TR20 101
FIGURA 64 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_ESTÁTICO- BAJO.....102
FIGURA 65 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_PSEUDOESTÁTICO- BAJO 102
FIGURA 66 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_ESTÁTICO- TR20 103
FIGURA 67 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_PSEUDOESTÁTICO- TR20 103
FIGURA 68 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_ESTÁTICO- BAJO.....104
FIGURA 69 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_PSEUDOESTÁTICO- BAJO 104
FIGURA 70 ALTERNATIVA PROPUESTA POR MOREAL INGENIEROS 107
FIGURA 71 ESCENARIO ACTUAL MOREAL INGENIEROS_ CONDICIÓN ESTÁTICA CON TR20 108
FIGURA 72 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ALTERNATIVA MOREAL INGENIEROS_ CONDICIÓN ESTÁTICA CON TR20 108
FIGURA 73 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ALTERNATIVA MOREAL INGENIEROS_ CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA CON TR20.....109
FIGURA 74 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_ESTÁTICO_TR20 111
FIGURA 75 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_PSEUDOESTÁTICO_TR20.....111
FIGURA 76 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_ESTÁTICO_NORMAL.....112
FIGURA 77 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_PSEUDOESTÁTICO_NORMAL 112
FIGURA 78 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_ESTÁTICO_TR20 113
FIGURA 79 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_PSEUDOESTÁTICO_TR20.....113
FIGURA 80 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_ESTÁTICO_NORMAL.....114
FIGURA 81 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_PSEUDOESTÁTICO_NORMAL 114
FIGURA 82 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_ESTÁTICO_TR20.....116
FIGURA 83 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_PSEUDOESTÁTICO_TR20 116
FIGURA 84 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_ESTÁTICO_BAJO 117
FIGURA 85 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_PSEUDOESTÁTICO_ BAJO.....117
FIGURA 86. MÓDULOS KV.....128

LISTA DE GRÁFICAS

GRÁFICA 1. CURVAS IDF – ESTACIÓN AEROPUERTO OLAYA HERRERA 45
GRÁFICA 2. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – SUELO INESTABLE 68
GRÁFICA 3. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – DEPÓSITO COLUVIAL 68
GRÁFICA 4. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD (CH) 69
GRÁFICA 5. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – DEPÓSITO COLUVIAL – CONSIDERANDO LÍNEAS DE REFRACCIÓN 2026 69

1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE

Los procesos de remoción en masa corresponden a eventos superficiales de la corteza terrestre en los cuales los suelos o rocas sufren desplazamientos, volcamientos debido a la fuerza de gravedad. Es importante acotar que este tipo de movimientos se presentan, principalmente, en épocas de lluvia o durante una actividad sísmica.

Sumado a esto, los factores antrópicos y actividades humanas tales como deforestación, asentamientos urbanos en zonas de laderas o interrupción de cauces naturales de ríos o quebradas, aumentan en gran manera la ocurrencia de estos procesos, representando así un alto riesgo sobre todo en las zonas pobladas.

El presente informe contempla la revisión integral del estudio geotécnico denominado "*ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA PROYECTOS DE OBRA PÚBLICA EN EL BARRIO LAS PALMAS SECTOR LA CALERA Y LA ATENCIÓN DE UNA ACCIÓN JUDICIAL - CONTRATO 4600102287 DE 2024"* y el cual fue elaborado por la firma consultora MOREAL INGENIEROS, dentro del desarrollo del informe se busca verificar la suficiencia y validez de las soluciones planteadas, así como la consistencia de los resultados frente a las condiciones actuales del sitio y los requerimientos de estabilidad global y de drenaje.

Las actividades, se dividen en dos etapas y corresponden con:

a) Etapa 1: Revisión general de los alcances técnicos, modelos geológicos geotécnicos y resultados de análisis de estabilidad, frente a la suficiencia e incertidumbres de los diseños presentados. El producto corresponde a un documento técnico en el que se plasmaran los principales hallazgos y las recomendaciones frente a las necesidades o no, de exploración/ensayos adicionales en la ladera.

b) Etapa 2: Revisión geotécnica detallada, validando modelos geológicos geotécnicos con la información disponible, análisis de estabilidad en escenario actual y con obras. Como parte de los análisis se validarán los parámetros geotécnicos de los materiales fallados por análisis de retrocálculo.

Como alcances generales se tiene:

- Revisión técnica del estudio geotécnico existente, incluyendo análisis de los modelos estratigráficos, parámetros geotécnicos adoptados y niveles freáticos.

- Formulación o redefinición de modelos geotécnicos, en caso de que se evidencien limitaciones o vacíos en la información disponible.

- Evaluación o redefinición del factor de seguridad de la ladera, especialmente en el sector intermedio que no presenta anclajes, bajo el escenario de condición con obras.

- Revisión del diseño de drenes horizontales, verificando que la longitud, espaciamiento y capacidad proyectada sean acordes con el abatimiento requerido del nivel de agua subsuperficial para garantizar los factores de seguridad requeridos.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Revisar y actualizar los estudios y diseños de estabilidad de taludes elaborados por Moreal Ingenieros en los años 2024 y 2025, con el fin de evaluar la suficiencia, validez y coherencia técnica de las alternativas de estabilización propuestas, mediante la verificación de las condiciones geológicas, geomorfológicas y geotécnicas del sitio, la representatividad de la exploración realizada, el modelo geológico-geotécnico adoptado, los análisis de estabilidad y los sistemas de drenaje planteados, para emitir conclusiones y recomendaciones técnicas que permitan respaldar o ajustar las soluciones propuestas y garantizar el cumplimiento de los factores de seguridad requeridos para la estabilidad global de la ladera.

2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

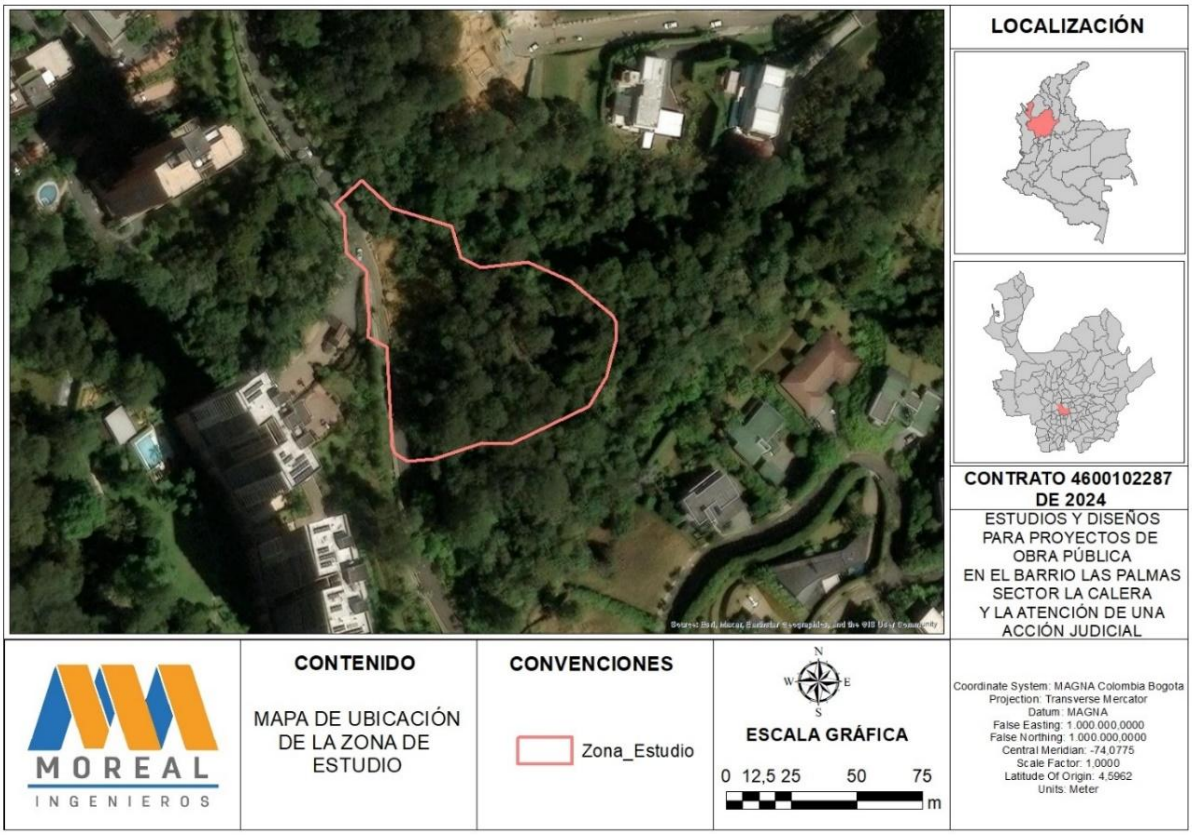
- Revisar y evaluar la información geológica y geomorfológica del área de estudio, verificando su coherencia con las condiciones reales del sitio y su incidencia en la estabilidad de la ladera.
- Analizar la exploración geotécnica disponible, con el fin de validar su representatividad, alcance y pertinencia frente a las obras de estabilización proyectadas.
- Verificar el modelo geológico-geotécnico adoptado en los estudios existentes, incluyendo la estratigrafía, los parámetros geotécnicos y las condiciones hidrogeológicas consideradas.
- Evaluar los análisis de estabilidad realizados, revisando los factores de seguridad obtenidos bajo las condiciones actuales y con obras, especialmente en los sectores que no contemplan sistemas de anclaje.
- Revisar el diseño de los sistemas de drenaje propuestos, en particular los drenes horizontales, verificando su capacidad, disposición y efectividad para el abatimiento del nivel freático requerido.
- Identificar posibles limitaciones, inconsistencias o vacíos de información en los estudios existentes y, de ser necesario, proponer ajustes al modelo geotécnico o actividades complementarias de exploración y ensayo.
- Formular conclusiones y recomendaciones técnicas sobre la suficiencia de las alternativas de estabilización planteadas, orientadas a garantizar la estabilidad global y el cumplimiento de los factores de seguridad exigidos.

3. ASPECTOS GENERALES

3.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El sitio de interés se localiza en el área urbana del municipio de Medellín, en el sector suroriental correspondiente a la Comuna 14 El Poblado, específicamente se ubica dentro del barrio Las Palmas, donde el área de estudio se delimita sobre la margen norte de la carrera 17, donde se tiene como punto de referencia de la ubicación del área de estudio la portería del Edificio Calera Alta ubicado en la carrera 17 # 2 - 161; para la cual se busca realizar los estudios y diseños definitivos y al detalle que permita hacer el análisis geotécnico y diseño de las obras de contención necesarias para la estabilización del sitio crítico, con el fin de recuperar la funcionalidad de la vía, salvaguardar la vida y seguridad de todos los actores viales que transitan por este sector y que se permita el aprovechamiento del espacio público en las mejores condiciones.

FIGURA 1. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO



Tomado de: Moreal Ingenieros

El polígono de color rojo corresponde al sector de análisis, para el cual se realizó la actualización del levantamiento topográfico, permitiendo identificar los cambios morfológicos de la ladera.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La ladera presenta un deslizamiento de características rotacionales, evidenciado por la formación de un escarpe principal bien definido en la parte alta del talud y la disposición semicircular del material movilizado. El movimiento involucra un depósito coluvial compuesto por bloques de diversos tamaños inmersos en una matriz predominantemente arcillosa, la cual pierde resistencia cuando se incrementa su humedad. El proceso de falla se asocia principalmente a la fluctuación del nivel freático y a la infiltración de agua en el macizo, condiciones que favorecen el lavado y reblandecimiento de la matriz fina que confina los bloques del depósito. Esta pérdida de cohesión y de soporte interno genera la disminución de la resistencia al corte y desencadena el mecanismo de inestabilidad identificado. A su vez, el desprendimiento y descenso del material afecta el pie del talud y compromete la vía ubicada en la parte inferior la cual comunica con el Edificio Calera Alta, donde se observan acumulaciones de bloques heterométricos y material suelto.

FIGURA 2. LADERA DESPLAZADA EN LA ZONA DE ESTUDIO

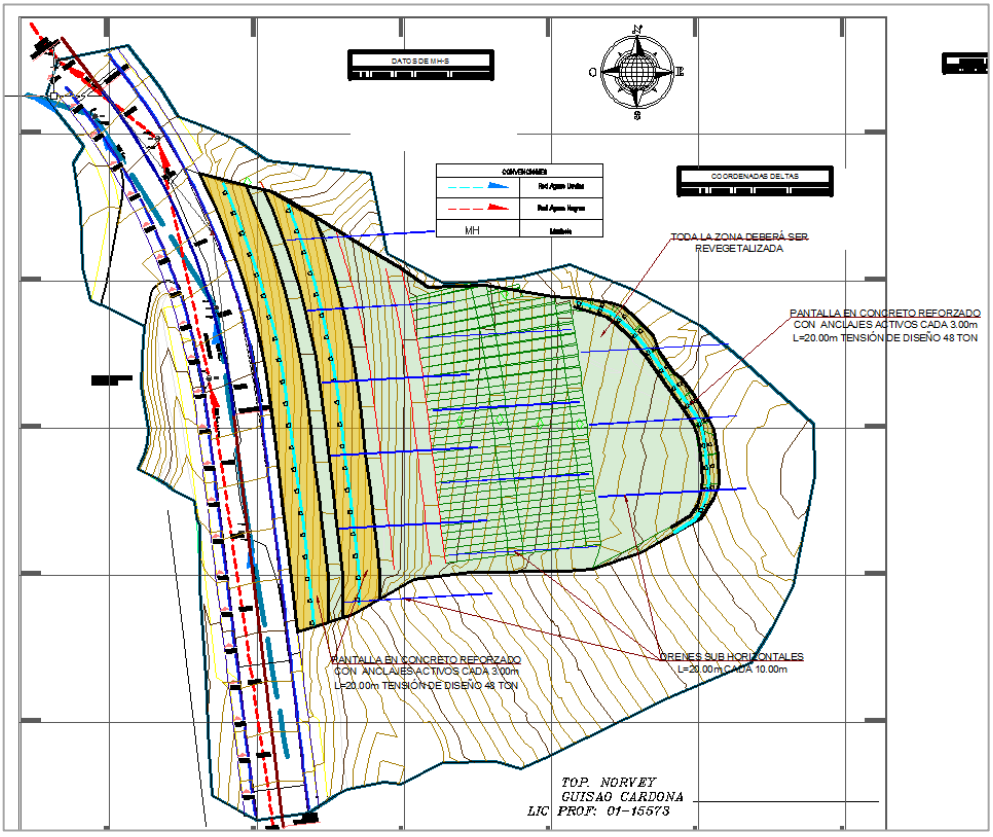
5. RECOPILACIÓN, ANÁLISIS Y REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN

5.1. ANTECEDENTES

CONTRATO 4600102287 DE 2024 – ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA PROYECTOS DE OBRA PÚBLICA EN EL BARRIO LAS PALMAS SECTOR LA CALERA Y LA ATENCIÓN DE UNA ACCIÓN JUDICIAL.

El estudio realizado entre el año 2024 y 2025 por parte de la firma MOREAL INGENIEROS, se fundamentó en la evaluación de la estabilidad geotécnica de esta ladera de alta pendiente conformada por depósitos de vertiente con bloques en matriz limo-arcillosa, materiales susceptibles a inestabilidad por infiltración y nivel freático. Se identificó un movimiento en masa activo que afecta la vía de acceso. Dentro del estudio se llevó a cabo investigación geotécnica, análisis geológico, geomorfológico y modelación de estabilidad, definiendo obras de intervención como reconformación del talud, drenes horizontales y anclajes activos, orientadas a recuperar la funcionalidad y seguridad del sector.

FIGURA 3. OBRAS PLANTEADAS POR MOREAL INGENIEROS



Tomado de: Moreal Ingenieros

5.2. REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN

5.2.1. Aspectos Generales

El área de estudio se localiza en el sector La Calera, ubicado en el barrio Las Palmas, en inmediaciones del Edificio Calera Alta, localizado en la carrera 17 # 2 – 161. El objetivo principal relacionado en los estudios y diseños corresponde con: "*Caracterizar geológica y geotécnicamente el área definida para el sector La Calera, a través del estudio de suelos, determinando las propiedades físicas y mecánicas de los materiales térreos allí presentes para posteriormente realizar el análisis geotécnico para la emisión de consideraciones para el proyecto de estabilización en el sitio de interés*".

En el capítulo 2. Objetivos, se referencia: "*Una vez se tenga el proyecto definitivo, se deberá suministrar a Moreal Ingenieros S.A.S toda la información final para realizar una revisión técnica y verificar los procesos constructivos de las soluciones propuestas en el presente informe. Además, se validará si las conclusiones y recomendaciones fueron debidamente interpretadas por el equipo técnico de diseño*". En este sentido, se interpreta que con los comentarios técnicos presentados a continuación, la empresa encargada de los estudios geotécnicos realizará una revisión integral, que permita dar respuesta y/o aclaración frente a los mismos.

De acuerdo con el capítulo 3 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO, en relación con la descripción y alcance del proyecto se indica: "*(...) se busca realizar los estudios y diseños definitivos y al detalle que permita hacer el análisis geotécnico y diseño de las obras de contención necesarias para la estabilización del sitio crítico, con el fin de recuperar la funcionalidad de la vía, salvaguardar la vida y seguridad de todos los actores viales que transitan por este sector y que se permita el aprovechamiento del espacio público en las mejores condiciones*".

5.2.2. Aspectos Geológicos

"Dentro de la unidad de análisis se encuentra la zona de estudio, la cual se compone por una ladera de alta pendiente con procesos de inestabilidad activos como caída constante de material tipo suelo con bloques de rocas de tamaños variables, principalmente de tamaño métrico. Este proceso se encuentra activo de manera puntual, sin rasgos como grietas laterales o en la corona que indiquen un proceso retrogresivo, por lo cual afecta ladera abajo hasta a vía que comunica al Edificio Calera Alta, impidiendo una movilidad de tránsito normal".

"De manera general, se encuentran suelos transportados, correspondientes a depósitos de vertiente o coluvión, los cuales se identifican según la cantidad de clastos de roca o bloques de roca encontrados en cada una de las exploraciones, sin embargo, es importante aclarar que es un mismo depósito matriz soportado principalmente con una

textura limosa con variaciones a limo-arcillosa o limo-arenosa, la fracción gruesa hace referencia a roca altamente meteorizada de forma subangulosa a subredondeada de tamaños variables".

5.2.3. Perfil Geológico Geotécnico

"Se realizaron tres (3) sondeos por el sistema de percusión y rotación con profundidades de hasta 31.00 m de profundidad (S-1, S-2 y S-3), el perfil estratigráfico de cada uno de estos sondeos resulto ser muy homogéneo. A partir del análisis de cada uno de estos se obtiene como resultado un perfil con depósitos compuestos principalmente por bloques, donde se presenta una matriz limo arcillosaa areno limosa con clastos de tamaño grava con una proporción de matriz respecto a clastos de 40% a 60%. Las unidades litológicas identificadas en los perfiles estratigráficos dan cuenta de los procesos erosivos que han afectado continuamente la zona de estudio, generando desprendimiento y transporte de material por acción del agua lluvia o por gravedad a lo largo de la ladera formando estos depósitos de vertiente con meteorización variable. En la base del perfile estratigráfico, se presenta un depósito con bloques parcialmente meteorizados en una matriz limo arcillosa a arcillo arenosa, se caracteriza por presentar una matriz parda que alberga bloques de metabasitas del Picacho, en avanzado estado de meteorización, algunos de estos bloques conservan la textura original de la roca.".

5.2.4. Procesos Morfodinámicos

"Deslizamiento activo de superficie de rotura curva y cóncava que corresponde a un deslizamiento de tipo rotacional. A continuación, se realiza la descripción de la morfometría y la caracterización del movimiento en masa.

- *Tipo: Deslizamiento rotacional.*
- *Modo: Simple – corresponde a un movimiento único y singular en la ladera de estudio.*
- *Tipo de material movilizado: Depósito de vertiente.*
- *Tipo de erosión: Principalmente se presenta erosión subsuperficial donde la acumulación de humedad genera erosión interna formando canales internos en el material movilizado, que por su composición y nivel de meteorización facilita esto; adicionalmente se presentan surcos.*
- *Morfometría: La corona del deslizamiento presenta una altura aproximada de 7.0 m, el cuerpo principal tiene un ancho aproximado de 18.0 m.*
- *Geomorfología: El deslizamiento se ubica sobre geoformas denudacionales, en este caso, particularmente sobre una ladera de alta pendiente.*
- *Causas: El deslizamiento presentado, ocurre como una combinación de diversos factores ya que la zona de estudio, de forma generalizada presenta una tendencia*

a procesos morfodinámicos en las zonas de mayor pendiente del terreno, adicionalmente se tiene que el deslizamiento se da sobre la ladera, dadas las características de los materiales del suelo y la permeabilidad del mismo, la infiltración de aguas de escorrentía, generan una zona de acumulación de humedad hacia este sector lo cual produce la saturación de los materiales generando un mayor peso y presión intersticial en los mismos lo que detona el deslizamiento evidenciado.

- *Apreciación del riesgo: De no ser estabilizado, este deslizamiento representa un riesgo alto tanto para la comunidad como para la infraestructura, esto debido al alto flujo de personas que frecuentan este sitio.*
- *Daños: La ocurrencia del deslizamiento ha generado obstrucción en vía, limitando y reduciendo el tránsito vehicular del sector".*

De acuerdo con el análisis multitemporal de fotografías en la zona de estudio:

"*Se observa en la primera imagen como con la construcción de la vía y obras complementarias se realizó un corte y terraceo justo en el punto donde hoy se tiene las afectaciones de acumulación del material desplazado, lo cual generó la inestabilidad de la ladera en ese punto, que corresponde a la parte baja del deslizamiento, siguiendo la trazabilidad que permite apreciar la secuencia de años en las imágenes, se observa como recurrentemente se presentan afectaciones en este mismo sitio a lo largo del tiempo, el cual ha ido avanzando de forma progresiva generando un movimiento que se ha extendido a las zonas laterales del movimiento inicial ocurrido. Se aprecia como desde el año 2013 con el desplazamiento de material presentado se había causado la obstrucción del andén del costado oriental de la vía. La cobertura vegetal no permite evidenciar el avance progresivo ladera arriba, pero con la situación actual del deslizamiento, se observa como inicialmente se trataba de un fenómeno más local que se ha extendido progresivamente debido a la inestabilidad generada en la zona, sumado a los materiales allí presentes y las pendientes principalmente, asociado a factores detonantes como las precipitaciones y la actividad antrópica como movimientos de tierra (explanaciones, cortes y llenos)*".

5.2.5. Investigación de Campo y Ensayos de Laboratorio

En total se realizaron 81.00 metros de perforación, distribuidos en tres sondeos (S-1: SPT 5.00 m y rotación 15.00 m, S-2: SPT 13.00 m y rotación 18.00 m, S-3: SPT 10.00 m y rotación 20.00 m) para la ejecución de ensayos de propiedades índice y la caracterización de material en profundidad. Adicionalmente, se realizó una línea de exploración indirecta (línea de refracción sísmica).

Dentro de la caracterización física de los materiales, se identifica que en el sondeo 2, estos presentan una humedad mayor al límite liquido (consistencia fluida de los materiales) después de los 6m de profundidad, como se puede observar en la Tabla 7.4. Resultados para ensayo de laboratorio y reproducida a continuación.

Perf.	Muestra												
	Profundidad (m)	# Muestra	Clasificación		Granulometría			Wn (%)	Límites de consistencia (%)			Índice de grupo	Gs
			USC	AASHTO	% Gravas	% Arenas	% Finos		LL	LP	IP		
S-1	0.00 a 0.45	1	SM	A-4	22.3	37.3	40.4	22.70	38.0	31.0	7.0	0	2.635
S-1	1.00 a 1.45	2	SM	A-7-5	6.8	46.6	46.7	35.75	61.8	48.7	13.0	5	2.781
S-1	5.00 a 5.45	6	ML	A-7-6	6.6	41.6	51.8	39.20	47.4	28.0	19.0	7	2.604
S-1	16.00 a 16.50	15	SM	A-2-7	22.6	46.4	31.1	28.43	44.3	33.1	11.0	0	2.561
S-2	2.00 a 2.45	3	ML	A-5	0.9	20.5	78.6	44.72	49.0	45.0	4.0	7	2.777
S-2	4.00 a 4.45	5	SM	A-5	10.2	53.4	36.3	42.66	53.0	47.4	6.0	0	2.650
S-2	5.00 a 5.45	6	ML	A-5	9.3	34.8	56.0	37.65	48.0	43.0	5.0	3	2.512
S-2	6.00 a 6.45	7	MH	A-7-5	0.0	34.7	65.3	82.95	82.0	67.0	15.0	15	2.990
S-2	8.00 a 8.45	9	MH	A-7-5	0.0	20.6	79.4	84.65	90.0	61.0	29.0	32	2.739
S-2	9.00 a 9.45	10	SM	A-7-5	7.7	49.4	42.9	80.85	74.0	59.0	15.0	4	2.928
S-2	12.00 a 12.45	13	CH	A-7-6	2.2	37.1	60.6	50.89	52.0	26.0	26.0	14	2.783

Para las metodologías basada en pruebas de campo con el ensayo de penetración estándar -SPT, (González, Parra-Idreos), se definen propiedades de resistencia de los materiales, dentro de una primera aproximación:

SONDEO	PROFUNDIDAD	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Limo arcilloso	1.0-4.0	22.22	24.87
Clasto soportado	4.0-14.0	36.86	5.12
Bloques	14.0-30.0	20.39	159.61

Finalmente, con junto con los ensayos de corte directo CD y un análisis estadístico de los resultados obtenidos bajo diferentes procedimientos, se definen los siguientes parámetros de resistencia promedio:

Tabla 8.1 Resumen de las propiedades geomecánicas de los suelos

PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS SUELOS EMPLEANDO UNICAMENTE LA INFORMACIÓN SUMINISTRADA			
MATERIAL	Peso unitario γ (KN/m^3)	Cohesión c (KN/m^2)	Ángulo de Fricción ϕ
Suelo limo arcilloso – arenoso con material orgánico	17.45	28.38	22.65
Suelo limoso con clastos	18.41	4.61	33.18
Suelos arcillo limoso con bloques	18.41	159.61	20.39

5.2.6. Aspectos Sísmicos

Se presenta la caracterización sísmica bajo diferentes procedimientos, en particular, bajo la NSR10, CCP14 y la "Armonización de la microzonificación sísmica de los municipios del Valle de Aburrá, e inclusión de los corregimientos de Medellín" realizado por la Universidad de los Andes, Alcaldía de Medellín y Área Metropolitana.

Teniendo en cuenta que la exploración sísmica especificó para el proyecto una velocidad de onda promedio en los 30 m desde la superficie de 335 m/s, se establece de acuerdo con la NSR10 un tipo de Perfil D, para el que se definen unos coeficiente de aceleración Fa y Fv con los que se determina la aceleracion máxima amax y coeficientes de aceleración vertical - kv (kv= 2/3 kh) y horizontal -kh (kh =0.8 amax) como sigue: "Para la aceleración vertical se tomará un valor igual a Kv= 0.142, el cual representa dos tercios de la aceleración pico horizontal total y se calcula un valor de Kh= 0.1913".

5.2.7. Niveles de Agua Subsuperficial

En el numeral 10.2 NIVELES DE AGUA SUB-SUPERFICIAL, se indica que "No se encontraron niveles de agua colgados en los puntos muestreados en las inmediaciones. Se puede decir que las muestras en términos generales contenían una humedad normal, característica en el tipo de perfil encontrado durante la exploración, muy comunes en los taludes de Medellín, donde se presentan fuertes precipitaciones con duraciones variadas".

5.2.8. Estabilidad de Taludes

De acuerdo con lo relacionado en el capitulo 13 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD, para los análisis de estabilidad de taludes se han tendido en cuenta las siguientes consideraciones:

- *"Condiciones de Agua: En el sitio de estudio no se evidenció en la prospección geotécnica nivel de aguas freáticas, sin embargo, teniendo en cuenta la condición más crítica se realizará modelación en condición saturada, para todos los casos.*

- *Condición de Sismo: Kh=0.1913 Kv=0.142*

- *Propiedades Geotécnicas de los Materiales: Las propiedades geotécnicas de las materiales in situ se obtuvieron de acuerdo con los estudios geológicos, prospección, ensayos de laboratorio y campo realizados en el sector.*

- *Topografía: Los datos topográficos utilizados para el análisis fueron tomados del modelo digital de terreno de la zona para la condición actual y para la condición futura el perfil con obras más crítico"*.

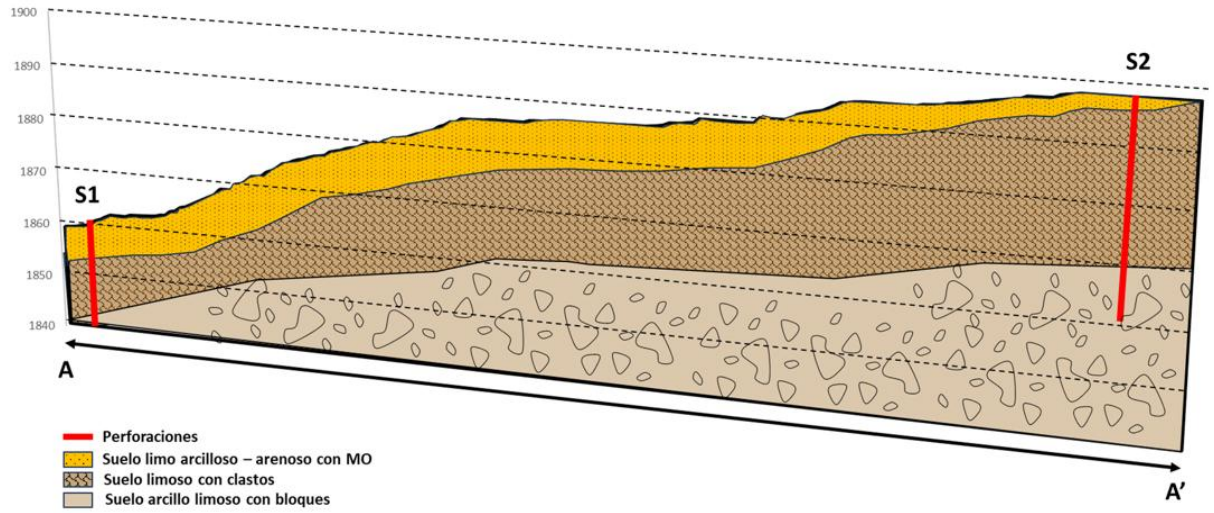
5.3. ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES TÉCNICAS

- **OBSERVACIÓN 1**

En la definición del modelo geotécnico se definen tres (3) tipos de materiales:

SONDEO	PROFUNDIDAD
Limo arcilloso	1.0-4.0
Clasto soportado	4.0-14.0
Bloques	14.0-30.0

No es clara la definición del espesor del material fallado y sus propiedades particulares de resistencia, adicional en el perfil geológico bajo las tres (3) capas identificadas, están son definidas como suelo, lo cual, bajo el registro fotográfico de las muestras recuperadas durante las actividades de exploración del subsuelo, se identifican materiales que pueden estar asociados a un estrato residual o bloques de gran magnitud.



En la siguiente figura se presenta el registro fotográfico de la perforación 2, donde se pueden evidenciar materiales que no corresponden netamente a suelo como se referencia en el modelo geotécnico.

PERFORACIÓN 2

- **OBSERVACIÓN 2**

Los parámetros de resistencia promedio, definidos para cada estrato no se encuentran plenamente justificados, en particular para el material definido como bloques o Suelo Arcillo Limoso con Bloques, donde no se realizaron ensayos de corte directo y no se contó con pruebas de campo para su determinación. Es de resaltar que en el sondeo 1, entre los 14m y 17m el material presenta un NSPT = 12 golpes/pie. Por otra parte, se resalta que la metodología de Parra Idreos, permite calcular, además del ángulo de fricción (f'), la resistencia al corte no drenado (Cu), más no la cohesión efectiva (c'), por lo que no es claro cómo se integró esta metodología en la definición de los parámetros de resistencia a emplear.

- **OBSERVACIÓN 3**

Los coeficientes de aceleración sísmico para los análisis de estabilidad de taludes no se encuentran plenamente justificados, por un lado, se toma la aceleración Aa de la microzonificación sísmica y por el otro, el coeficiente Fa de la NSR-10. La microzonificación sísmica de la ciudad debe permitir definir la aceleración máxima en superficie- amáx, como la aceleración para periodo cero "0", sin mezclar normas. Es necesario aclarar y/o ampliar la justificación correspondiente.

- **OBSERVACIÓN 4**

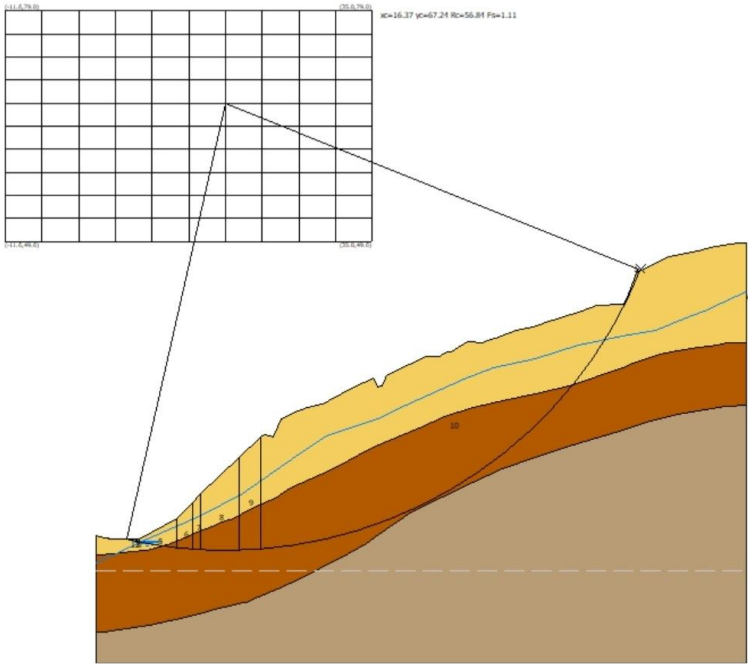
En el numeral 9.2 COEFICIENTES DE EMPUJE se presentan los coeficientes de presión de tierras para el caso de "requerirse una submuración", empleando la teoría de presión activa de Coulomb, sin embargo, para el proyecto se definen muros con anclajes activos, para los cuales no aplica esta teoría. Es importante indicar si estos empujes han sido empleados en los diseños estructurales de estos muros propuestos.

- **OBSERVACIÓN 5**

En el capítulo 11 se presenta la metodología y gráficas de los resultados de análisis de capacidad portante para cimientos superficiales, considerando diferentes anchos de cimientos y relaciones ancho/longitud y variación de la profundidad de desplante. Se aclara que estos cálculos no se pueden emplear directamente para definir los esfuerzos admisibles de la pantalla con anclajes sobre el terreno. Es importante precisar estos esfuerzos y validar que no se encuentren en rangos admisibles.

- **OBSERVACIÓN 6**

Los análisis de estabilidad en escenario actual muestran para el perfil representativo de análisis, con nivel freático y sismo, un factor de seguridad de 1.11, para una superficie de falla profunda, que involucra los dos primeros estratos definidos, en límite con el material más profundo y más competente, como se muestra a continuación:



Con respecto a lo mencionado, bajo las consideraciones de análisis, se indicó que se harían evaluaciones de estabilidad con el suelo saturado, lo cual no fue así, definiendo un nivel freático arbitrario, del cual no se tiene referencia (definición de la profundidad bajo la superficie del terreno) y/o justificación. Por otra parte, no se encuentra definido en el modelo geológico geotécnico la geométrica (profundidad y extensión) del material fallado o deslizado en la ladera, cuyas propiedades de resistencia deben ser coherentes con la definición de un nivel freático crítico para la zona, lo cual es de suma importancia para la validación de las obras de estabilización a implementar, frente a su suficiencia, distribución y localización; por ejemplo, en principio, los bulbo de los anclajes se deben localizar a una profundidad superior del material inestable.

- **OBSERVACIÓN 7**

Los análisis de estabilidad con los coeficientes de aceleración sísmicos kv y kh muestran factores de seguridad (FS) mayores, que al emplear solo el coeficiente kh, lo cual debería ser al contrario, llevando a que se cuenten con factores de seguridad más bajos para esta condición. Posiblemente se deba a que el valor ingresado de kv corresponde en signo a la dirección de un vector vertical descendente, generando un efecto estabilizador en los análisis. En este sentido, se recomienda ajustar el signo del coeficiente kv, para que no se de este efecto estabilizador y se determinen condiciones más críticas en los análisis.

- **OBSERVACIÓN 8**

Los factores de seguridad con obras a cumplir se han especificado, de acuerdo con la NSR10, como: 1.50 - Estático, 1.05 Seudo Estática - Sismo; no obstante, estos se están cumpliendo sin la presencia de nivel freático, lo cual no es apropiado, teniendo en cuenta que uno de los factores detonantes de inestabilidad en la zona, es el agua subsuperficial. Sin bien, estos factores de seguridad se deben cumplir para una condición de agua normal, no se puede indicar directamente que al no encontrarse nivel freático en los sondeos, esta sea la condición normal, esto no es representativo de las condiciones promedio del comportamiento del agua en el subsuelo de la zona, donde las condiciones de precipitación no se asocian a una región seca. Es de suma importancia definir y/o justificar un nivel freático promedio o normal para los análisis de estabilidad, con el cual se cumplan los factores de seguridad requeridos y/o que las obras de subdrenaje propuestas, garanticen el mismo.

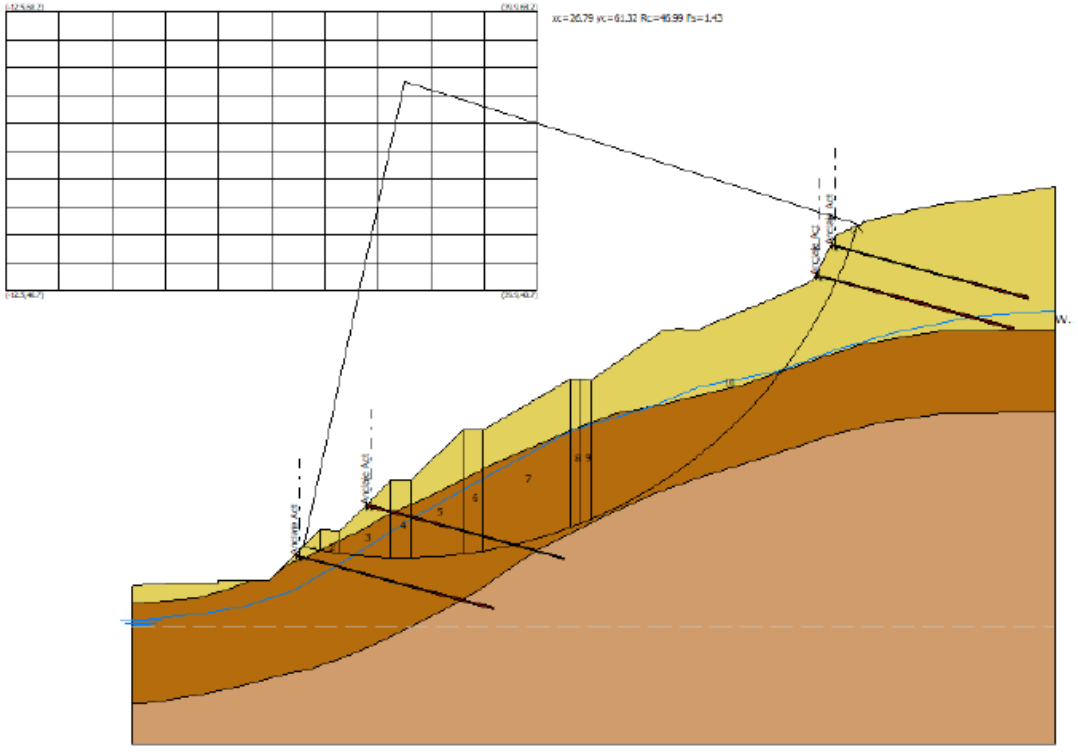
- **OBSERVACIÓN 9**

Los diseños contemplan la colocación de tres filas de subdrenes horizontales de 2” de diámetro, 20m de longitud, separados cada 9m, cuya eficiencia debe garantizar el control y/o abatimiento del nivel freático definido en los análisis de estabilidad con obras, el cual es sin la presencia del mismo. Es importante que se modele y soporte el diseño de los subdrenes horizontales frente a la eficiencia requerida de los mismos.

- **OBSERVACIÓN 10**

Bajo el software empleado, no es clara la eficiencia o adecuado trabajo de los anclajes activos de la segunda fila (de la más inferior hacia las superiores), teniendo en cuenta que las superficies teóricas de falla para el factor de seguridad requerido, involucran casi toda la longitud de estos anclajes, incluyendo sus bulbos - ver imagen a continuación, representativa de las condiciones analizadas para el escenario con obras. En principio, se asegura el completo trabajo de los bulbos (y de los anclajes), al proyectarse estos a mayor profundidad de las superficies de falla que definen el factor de seguridad requerido.

13.4.7 Evaluación De Estabilidad Perfil K0+040 Condición Futura con obras propuestas con anclajes Estática Con NAF



6. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

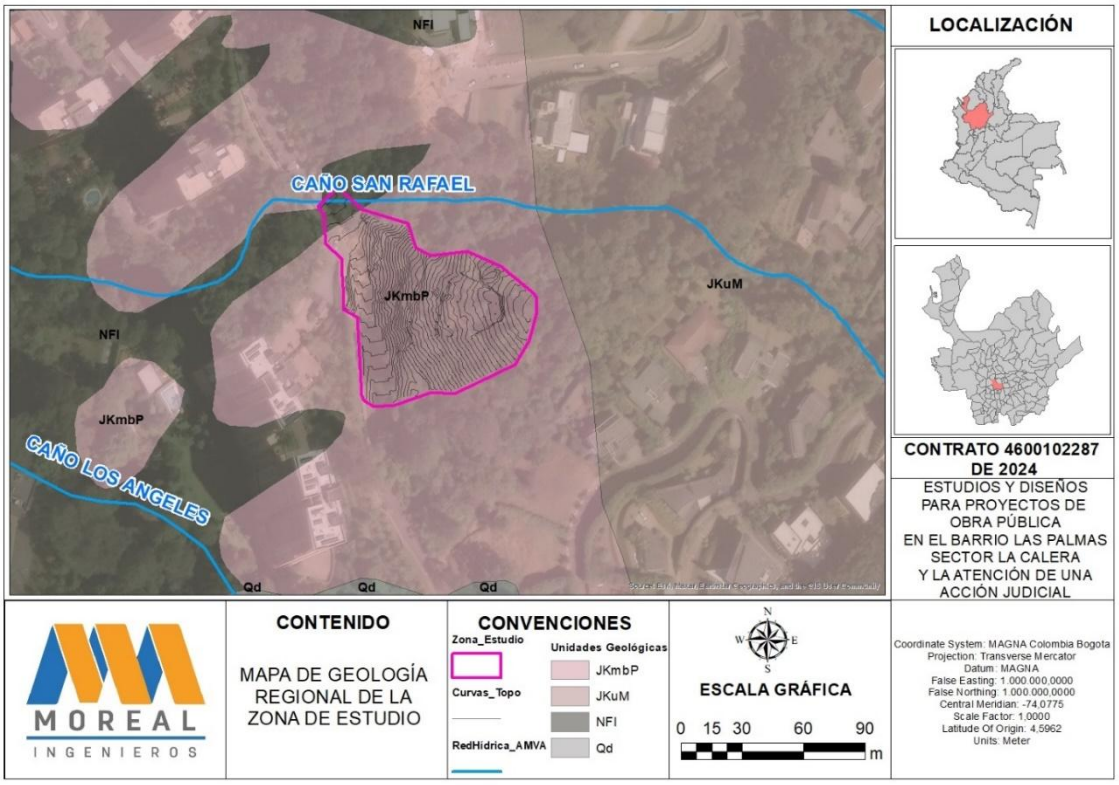
Este capítulo se basa en la información geológica y geomorfológica reportada en los estudios y diseños desarrollados por MOREAL Ingenieros. A partir de dichos insumos, se realiza una revisión crítica orientada a verificar la consistencia del modelo conceptual adoptado, su correspondencia con las condiciones reales del terreno y su idoneidad para sustentar los análisis de estabilidad y las alternativas de estabilización propuestas.

6.1. GEOLOGÍA REGIONAL

Geológicamente en el área comprendida por el Valle de Aburrá afloran diferentes unidades que incluyen rocas de diferente edad, origen y composición. En relación con las edades, estas van desde rocas paleozoicas hasta los depósitos cuaternarios. En cuanto a su origen y composición se tienen rocas metamórficas como esquistos, anfibolitas, migmatitas y gneises, rocas ígneas como granodioritas, dunitas, gabros y basaltos, rocas volcanosedimentarias y los depósitos de origen aluvial y de vertiente, además de los llenos de origen antrópico. Teniendo en cuenta lo anterior, el marco geológico del Valle de Aburrá es complejo, considerando la presencia de varios terrenos alóctonos acrecionados y la fuerte influencia de los sistemas de fallas de Cauca y Romeral además de sistemas menores asociados.

En general, se presentan tres unidades litológicas importantes: un Complejo Polimetamórfico caracterizado por una gran variedad de litofacies que incluyen anfibolitas, esquistos, gneises y migmatitas limitadas por el Sistema de Fallas Cauca – Romeral, cuerpos plutónicos de gran extensión llegando a definir la unidad del Batolito Antioqueño y el de Ovejas además de algunos stocks o cuerpos menores, y secuencias volcanosedimentarias en el sector occidental limitadas también por el Sistema de Fallas Cauca – Romeral donde aparecen cuerpos gabroicos y duniticos. Adicionalmente, dada la importante actividad sísmica, antrópica, hídrica y pluviométrica se han generado importantes depósitos de vertiente y aluviales que cubren los basamentos rocosos mencionados. Tanto las unidades rocosas como los depósitos de vertiente y aluviales presentan perfiles de meteorización, donde desarrollan suelos residuales de variado espesor con características propias (AMVA, 2006).

FIGURA 4. GEOLOGÍA REGIONAL



Tomado de: Moreal Ingenieros

Las principales unidades geológicas presentes en la zona de estudio se describen a continuación de acuerdo con la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá (AMVA, 2006).

6.1.1. Dunitas de Medellín (JkuM)

Las Dunitas de Medellín afloran en una franja de 35 km de extensión aproximadamente, en sentido NNW, que va desde el sector del Alto de las Palmas en el municipio de Envigado, (Giraldo & Sánchez, 2004). La roca presenta un color negro, verde oscuro o café cuando está meteorizada, se observa un intenso fracturamiento, que se hace más fuerte en las cercanías de las zonas de contacto. Esta litología conforma las zonas de topografía más abrupta que se observan al oriente del Valle de Aburrá (comuna nororiental), entre las que se incluyen las vertientes escarpadas. La meteorización de estas rocas genera suelos residuales que dependiendo de factores tales como el grado de fracturamiento del macizo, inclinación de la vertiente, geoformas presentes y condiciones hidrológicas, presentan condiciones y características muy diversas, con espesores variables entre 10 y 40 m (AMVA, 2006).

6.1.2. Metabasitas del Picacho (JKmbP)

Hace parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá y son rocas que han sufrido dos eventos metamórficos, uno dinámico y otro térmico, definiendo así la asociación de anfibolitas y metagabros Estas rocas, en estado fresco, son de color gris moteada de blanco, presenta claras variaciones texturales, desde bandeada con alternancia de franjas claras y oscuras con orientación de los minerales máficos, hasta masiva. Afloran en el cerro El Picacho de Medellín y se extienden hasta el municipio de Bello. Aparecen sobre las laderas como cantos y bloques en depósitos de vertiente y algunos depósitos aluviotorrenciales y en forma de ventanas erosivas (Corrrea & Martens, 2000).

6.1.3. Flujos de Escombros y/o Lodos (NFI – NQFII)

Estos depósitos están constituidos por flujos de varias generaciones, cuyos clastos presentan diferentes grados de meteorización. Son generados al producirse hacia las partes altas de las vertientes una saturación y pérdida de resistencia, lo que hace más vulnerables a fenómenos tales como las altas precipitaciones o los movimientos sísmicos. Según la granulometría de los materiales que conforman la fuente, pueden darse depósitos de flujo con predominio de bloques rocosos denominados flujos de escombros o de la fracción fina (en general arcilla o limo) en cuyo caso se llaman flujos de lodos. Sin embargo, dada la mecánica del fenómeno, que no permite una selección o clasificación del material, pueden existir dentro del mismo depósito zonas que correspondan a flujos de escombros y otras a flujos de lodos.

6.1.4. Depósitos de Deslizamiento (Qd)

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

6.2. GEOLOGÍA LOCAL

Para la identificación de la geología local y la descripción de las unidades litológicas se parte de la revisión de la información directa hallada en la ejecución de los trabajos de campo y se analizan las muestras alteradas obtenidas mediante la realización de sondeos tomadas acorde con el plan de exploración planteado.

Los recorridos en campo permitieron observar una zona de altas pendientes, geológicamente compuesta por depósitos constituidos por fragmentos angulares dentro de una matriz de color pardo, con fragmentos de rocas de tamaño variable, desde cantos hasta bloques, en los alrededores de este sector la mayoría de los bloques involucrados en los depósitos son de Metabasitas. Estos depósitos se extienden a lo largo de la ladera, el grado de meteorización de estos es variable.

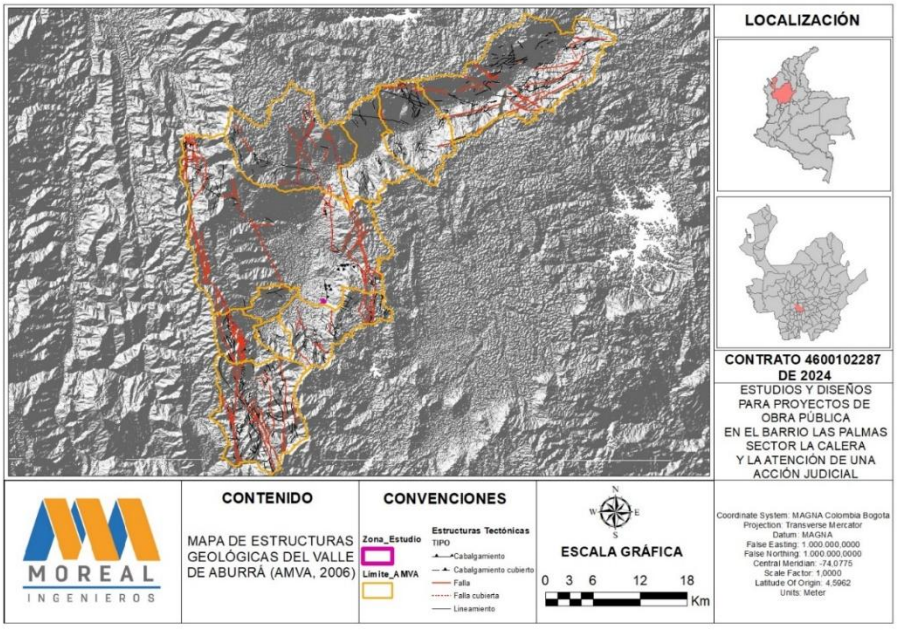
Los recorridos de campo permitieron evidenciar una zona de pendientes predominantemente moderadas que aumentan a inclinadas, se presenta una considerable inclinación del terreno donde predominan pendiente moderadamente inclinadas a fuertemente inclinadas; geológicamente esta zona de estudio está compuesta por depósitos de vertiente compuestos predominantemente por material limo arenoso con tendencia arcillosa, de color amarillo pardo asociados generalmente a removilización de material de las laderas, constituidos por fragmentos de roca de formas angulares con tamaños variables desde gravas hasta algunos cantos o bloques fuertemente meteorizados, dentro de una matriz heterogénea de coloración generalmente amarillo pardo a gris. Estos depósitos se extienden en un área bastante amplia y presentan variaciones en composición y profundidades entre flujos compuestos principalmente por gravas/bloques y otros compuestos principalmente por lodos, donde estas secuencias de flujos se pueden encontrar intercaladas y/o mezcladas unas con otras, generalmente con un grado de meteorización alto.

La descripción estratigráfica de la zona de estudio se realizó a partir del análisis de las muestras recuperadas de los tres (3) sondeos realizados por el sistema de percusión para el avance en suelo con profundidades de hasta 31.00 m (S-1, S-2, S-3) realizadas acorde con el plan de exploración planteado, donde se encontraron los perfiles estratigráficos que se esquematizan a continuación. De manera general, se encuentran suelos transportados, correspondientes a depósitos de vertiente o coluvión, los cuales se identifican según la cantidad de clastos de roca o bloques de roca encontrados en cada una de las exploraciones, sin embargo, es importante aclarar que es un mismo depósito matriz soportado principalmente con una textura limosa con variaciones a limo-arcillosa o limo-arenosa, la fracción gruesa hace referencia a roca altamente meteorizada de forma subangulosa a subredondeada de tamaños variables.

6.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Colombia es un país de alta actividad sísmica generada por un complejo marco geodinámico de convergencia de las placas de Nazca, Caribe y Suramérica y dos microplacas como Panamá y el Bloque Andino; en este marco tectónico se sitúa el Valle de Aburrá, localizado sobre la micro plana del Bloque Andino en el extremo norte de la Cordillera Central. Acorde con el contexto estructural, el Valle de Aburrá está clasificado como un área de amenaza sísmica intermedia, afectado durante su historia por sismos de intensidad baja a media, provenientes fundamentalmente de las sismo fuentes de Murindó, el Viejo Caldas, el Nido de Bucaramanga y el Sistema de Fallas Romeral, el cual cruza el suroccidente del Valle. El ambiente tectónico regional complejo se da, debida a que esta zona se enmarca en dos grandes sistemas de fallas con direcciones aproximadamente paralelas, el primero corresponde al Sistema de Fallas de Palestina y el segundo al Sistema de Fallas Cauca-Romeral. De acuerdo con la Geología de la Plancha 147 Medellín Oriental (INGEOMINAS, 2005) predominan en el Valle de Aburrá tres direcciones de cizallamiento: N-S, N45°E y N45°W, las cuales concuerdan con la dirección del Sistema de Fallas Romeral, en el cual la dirección predominante es N-S. Al sur del Valle de Aburrá se han reportado un gran número de fallas regionales y lineamientos con dos direcciones predominantes: N-S a N-NW al oeste del río Aburrá y una tendencia NW al este de este. Se destacan trazas de las fallas San Jerónimo, Minas y Santa Isabel. Al norte del valle existe otro sistema de fallas regionales con dirección NW donde sobresalen las fallas Don Matías y Rodas y el sistema de fallas con dirección NE donde las principales trazas son La Chapa y Santa Elena (AMVA, 2006).

FIGURA 5. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL



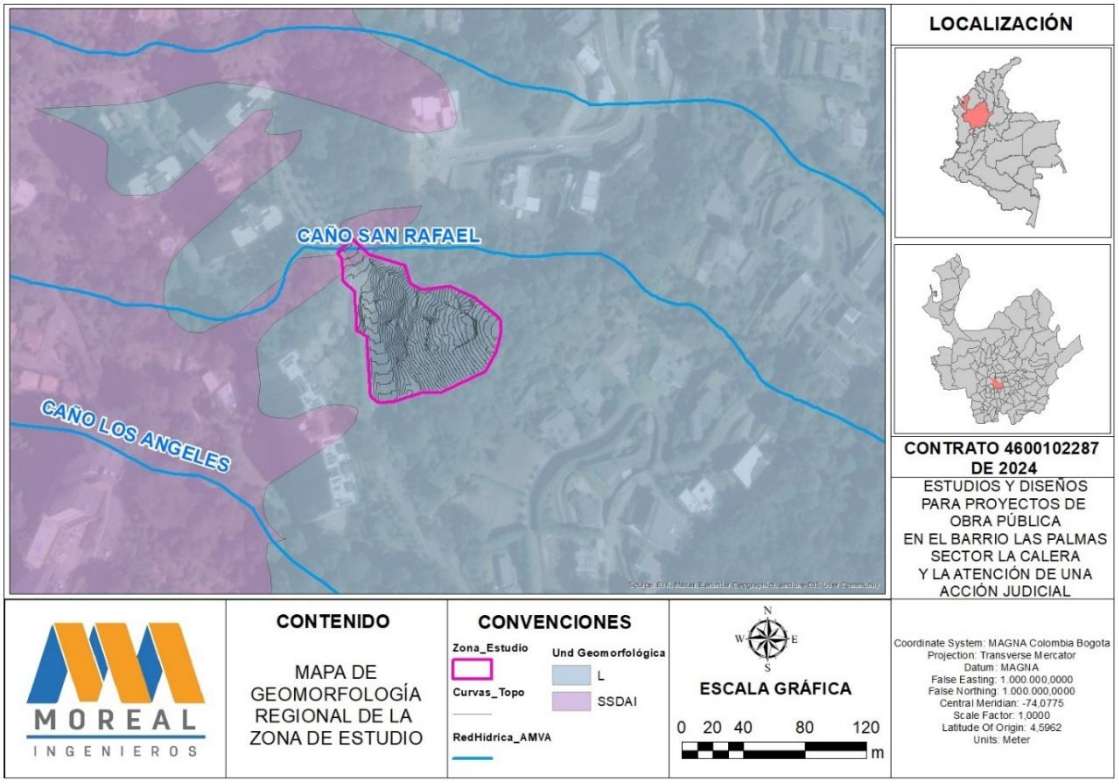
Tomado de: Moreal Ingenieros

6.4. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

Geomorfológicamente, el valle de Aburrá ocupa un valle intramontano profundo y relativamente estrecho que corta un sistema de superficies de erosión o altiplanos de edad Terciario Medio, ubicados a alturas sobre el nivel del mar que oscilan entre 2 200 y 3 200 m, los cuales conforman el rasgo morfológico más sobresaliente del norte de la Cordillera Central colombiana.

Este valle en U se caracteriza por bordes altos escarpados modelados en las rocas metamórficas, una ladera media de pendiente intermedia y topografía suave asociada a depósitos de vertiente y un fondo plano de topografía suave debido a los depósitos aluviales de los afluentes del valle.

FIGURA 6. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL



Tomado de: Moreal Ingenieros

- Lomos (L): relieve desarrollado en condiciones de fuerte pendiente y levantamiento tectónico importante. Son filos alargados y estrechos con orientación hacia el eje fluvial principal.
- Superficies Suaves en Depósitos Altamente Incisados (SSDAI): son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de

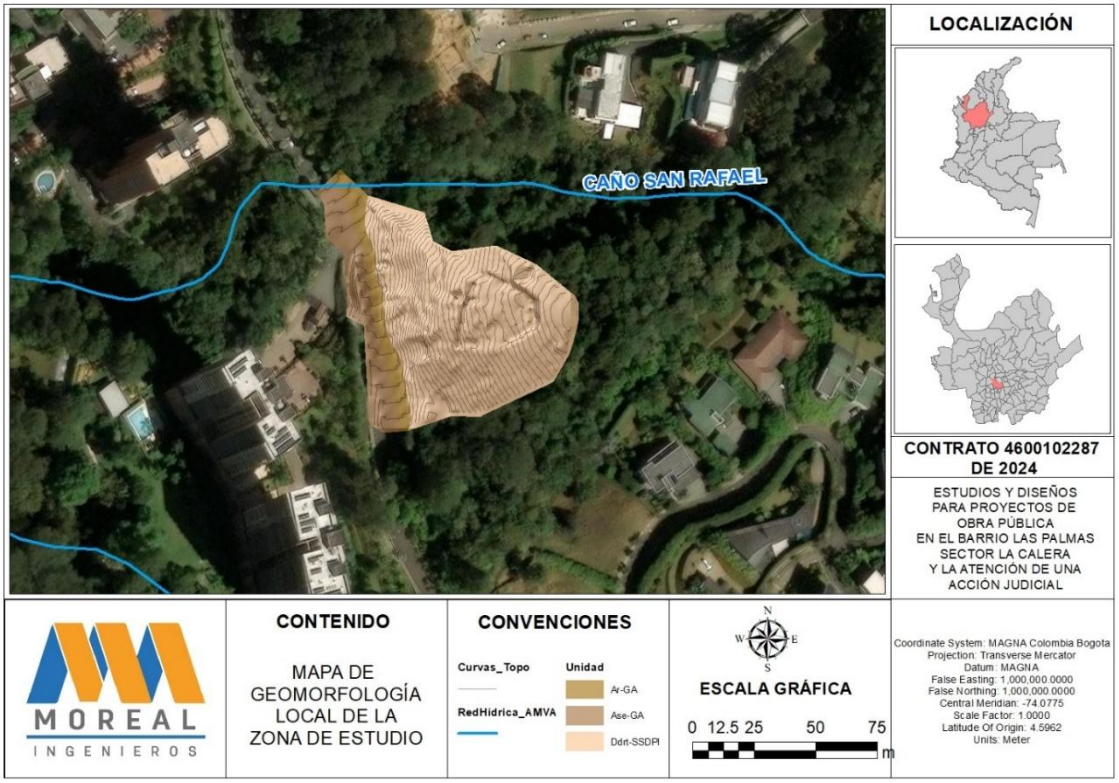
vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión alto.

6.5. GEOMORFOLOGÍA LOCAL

La cartografía geomorfológica de la zona de estudio se realiza a través de diversos insumos, estos son, la interpretación de orto imágenes e imágenes satelitales, el análisis del modelo de elevación digital y el mapa de pendientes.

El relieve del área de estudio ha sido modelado por diferentes procesos erosivos que dan lugar a depósitos de vertiente, desarrollando geoformas de laderas con pendientes intermedias a fuertes, las cuales se convierten en el principal rasgo geomorfológico de esta zona que se encuentra ubicada en la parte noroccidental de la ladera del valle de Aburrá en la ciudad de Medellín. Geomorfológicamente las vertientes del área de estudio se pueden agrupar en vertientes de denudación, correspondientes a aquellas que presentan una inclinación mayor o igual al 45 %, en este tipo de vertientes predominan procesos erosivos que están representados en desprendimientos y erosión laminar de los depósitos de vertiente, el otro grupo está representado por las vertientes acumulativas, en estas predominan pendientes entre 5 – 15 %, sobre estas se desarrollan procesos de acumulación, es decir en las zonas más bajas de la ladera.

FIGURA 7. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL



Tomado de: Moreal Ingenieros

6.5.1. Geoformas de ambiente denudacional

Incluye las geoformas cuya expresión morfológica está definida por la acción combinada de procesos moderados e intensos de meteorización, erosión y transporte de origen gravitacional y pluvial que remodelan y dejan remanentes de las unidades preexistentes y de igual manera, crean nuevas por acumulación de sedimentos (SGC - Servicio Geologico Colombiano, 2012).

6.5.1.1. Ladera de pendiente alta a muy alta de Superficies Suaves en Depósitos Poco Incisados (Ddrt-SSDPI)

Corresponden a zonas de pendiente alta (categorizadas entre 15°a 30°) a muy altas (categorizadas mayores a 30°) en las geoformas continuas con inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente matriz soportados con bloques de roca de tamaño métrico y con un grado de incisión baja a muy baja, dado que sólo es afectado por aguas superficiales o de escorrentía. De manera puntual, hace referencia a la zona de acumulación y desplazamiento activa del movimiento en masa.

FIGURA 8. ZONAS DE GEOFORMAS DE LADERAS DE PENDIENTES ALTAS A MUY ALTAS ASOCIADAS A SSDPI (DDRT-SSDPI)

Tomado de: Moreal Ingenieros

6.5.2. Geoformas de ambiente antropogénico

Corresponde a las geoformas originadas como resultado de la intervención del hombre sobre el terreno, en la mayoría de los casos con el objeto de realizar construcción de viviendas, obras de ingeniería, disposición de desechos o escombros y adecuación de nuevas vías e infraestructura, que modifica la morfología del terreno (SGC - Servicio Geologico Colombiano, 2012).

6.5.2.1. Excavaciones (Ase – GA)

Corresponde a sectores donde se ha adecuado el terreno para su acondicionamiento con el fin de generar espacios para la construcción de diferentes obras, en este caso corresponde a los cortes que se hicieron en la ladera para la construcción de la vía.

6.5.2.2. Planos y campos de llenos antrópicos (Ar – GA)

Son planos o superficies de allanamiento hecho en el terreno con el fin de adecuar el mismo para la construcción o fines de diferentes tipos de obras. En este caso se asocian a la adecuación para la zona de las vías que se tienen.

FIGURA 9. VÍA DE ACCESO AL EDIFICIO CALERA ALTA SOBRE LA CARRERA 17

Tomado de: Moreal Ingenieros

6.6. MORFOMETRÍA

Con el objetivo de determinar el porcentaje de inclinación que posee el terreno donde se va a desarrollar el proyecto, se obtuvo el mapa de pendientes, cuya inclinación se midió en porcentaje, este se generó a partir del Modelo de Elevación Digital del Terreno (DEM). Este mapa permite relacionar la inclinación de las pendientes con el grado de susceptibilidad que presente la zona a desarrollar algunos procesos morfodinámicos. La clasificación de las pendientes se realizó basándose en la clasificación estipulado en las

"*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*".

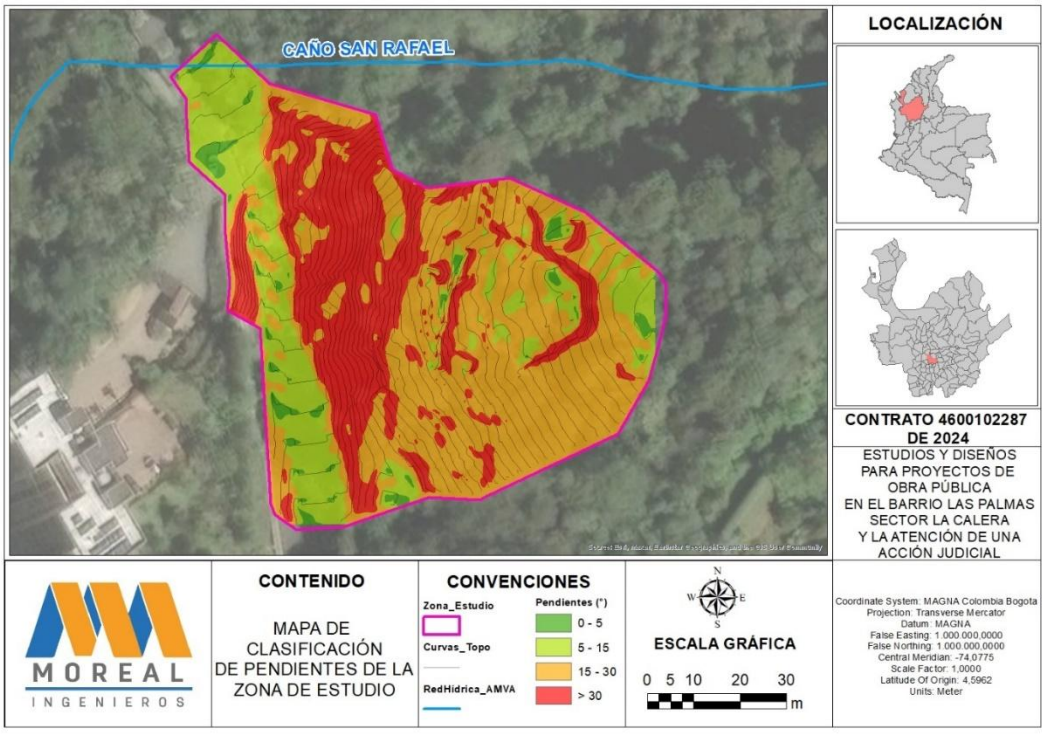
TABLA 1. RANGO DE PENDIENTES (ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ - AMVA, 2012)

Pendiente (°)	Calificación
0 – 5	Bajo
5 – 15	Moderado
15 – 30	Alto
> 30	Muy alto

Tomado de: Moreal Ingenieros

El área donde se va a desarrollar el proyecto se encuentra sobre la estructura geomorfológica denominada lomos, las pendientes de esta zona presentan un porcentaje de inclinación entre 15° – >30°, este rango de inclinación es denominado como pendientes moderadas hasta muy altas. Hacia la parte occidental predominan pendientes bajas, las cuales se asocian a superficies antrópicas como la infraestructura vial y algunas explanaciones y/o adecuaciones que se hicieron en el terreno para la construcción de las unidades residenciales.

FIGURA 10. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL



Tomado de: Moreal Ingenieros

6.7. PROCESOS MORFODINÁMICOS

Con base en los recorridos de campo realizados por los profesionales de Moreal Ingenieros S.A.S, se evidencia sobre el talud objeto de estudio un proceso morfodinámico activo el cual generó un movimiento en masa y una cicatriz de deslizamiento antiguo.

6.7.1. Deslizamiento Activo

Deslizamiento activo de superficie de rotura curva y cóncava que corresponde a un deslizamiento de tipo rotacional. A continuación, se realiza la descripción de la morfometría y la caracterización del movimiento en masa.

- Tipo: Deslizamiento rotacional.
- Modo: Simple – corresponde a un movimiento único y singular en la ladera de estudio.
- Tipo de material movilizado: Depósito de vertiente.
- Tipo de erosión: Principalmente se presenta erosión subsuperficial donde la acumulación de humedad genera erosión interna formando canales internos en el material movilizado, que por su composición y nivel de meteorización facilita esto; adicionalmente se presentan surcos.
- Morfometría: La corona del deslizamiento presenta una altura aproximada de 7.0 m, el cuerpo principal tiene un ancho aproximado de 18.0 m.
- Geomorfología: El deslizamiento se ubica sobre geoformas denudacionales, en este caso, particularmente sobre una ladera de alta pendiente.
- Causas: El deslizamiento presentado, ocurre como una combinación de diversos factores ya que la zona de estudio, de forma generalizada presenta una tendencia a procesos morfodinámicos en las zonas de mayor pendiente del terreno, adicionalmente se tiene que el deslizamiento se da sobre la ladera, dadas las características de los materiales del suelo y la permeabilidad del mismo, la infiltración de aguas de escorrentía, generan una zona de acumulación de humedad hacia este sector lo cual produce la saturación de los materiales generando un mayor peso y presión intersticial en los mismos lo que detona el deslizamiento evidenciado.
- Apreciación del riesgo: De no ser estabilizado, este deslizamiento representa un riesgo alto tanto para la comunidad como para la infraestructura, esto debido al alto flujo de personas que frecuentan este sitio.
- Daños: La ocurrencia del deslizamiento ha generado obstrucción en vía, limitando y reduciendo el tránsito vehicular del sector.

FIGURA 11. MORFOMETRÍA DEL DESLIZAMIENTO

Tomado de: Moreal Ingenieros

FIGURA 12. GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO, CORRESPONDE A UNA LADERA DE MODERADA A ALTA PENDIENTE.

Tomado de: Moreal Ingenieros

FIGURA 13. OBSTRUCCIÓN Y LIMITACIÓN DE LA VÍA PARA EL TRÁNSITO VEHICULAR DEBIDO AL DESLIZAMIENTO.

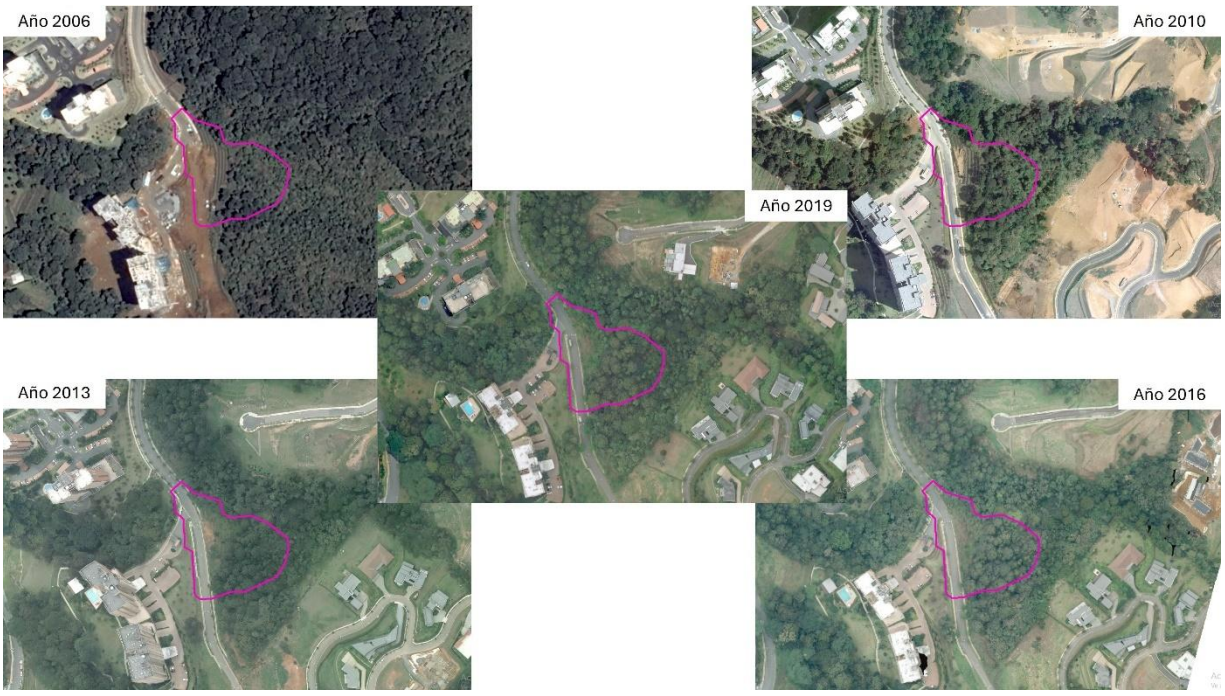
Tomado de: Moreal Ingenieros

6.8. ANÁLISIS MULTITEMPORAL

En búsqueda de complementar lo anterior, se hizo el análisis de imágenes satelitales disponibles en el sistema de información geográfica de la alcaldía de Medellín, con el fin de revisar mediante análisis multitemporal la evolución del proceso descrito y/o la ocurrencia de otros procesos morfodinámicos que pudiesen haber afectado la zona de estudio. Para esto se emplearon los siguientes insumos:

- Imagen QuickBird de la Zona Urbana Suroriental de Medellín del año 2006, servicio geográfico imágenes satelitales adquiridas en septiembre 21 de 2006 Zona 1, proveedor: Digital Globe, Sensor: Quickbird, tamaño de píxel: 2.6 m
- Ortofoto Urbano Medellín 2010 Zona 2 para el año 2010, tamaño de píxel: 15 cm para la Zona Urbana y 40 cm para Zona Rural, escala: 1:5.000 Oriente Antioqueño, 1:2.000 Cabeceras municipales, proveedor: Instituto Geográfico Agustín Codazzi – IGAC
- Ortofoto Cinturón Verde Oriente Medellín, junio 2013, escala: 1:1.000, proveedor: Aeroestudios S.A.
- Ortofotos urbanas y centros poblados de Medellín para el año 2016.Ortofotografías a color (RGB) y en infrarrojo cercano (NIR), tamaño de píxel: de 7.5 cm
- Ortofoto de Medellín para el año 2019, tamaño de píxel: de 10 cm (urbano) y 15 cm (rural)

FIGURA 14. ANÁLISIS MULTITEMPORAL DE LA ZONA DE ESTUDIO



Tomado de: Moreal Ingenieros

Si bien la revisión de imágenes disponibles permitió verificar que no se han presentado más procesos morfodinámicos que hayan generado afectaciones en zonas aledañas o dentro de la misma zona de estudio, es posible visualizar la evolución del movimiento en masa estudiado y sus posibles causas. Se observa en la primera imagen como con la construcción de la vía y obras complementarias se realizó un corte y terraceo justo en el punto donde hoy se tiene las afectaciones de acumulación del material desplazado, lo cual generó la inestabilidad de la ladera en ese punto, que corresponde a la parte baja del deslizamiento, siguiendo la trazabilidad que permite apreciar la secuencia de años en las imágenes, se observa como recurrentemente se presentan afectaciones en este mismo sitio a lo largo del tiempo, el cual ha ido avanzando de forma progresiva generando un movimiento que se ha extendido a las zonas laterales del movimiento inicial ocurrido. Se aprecia como desde el año 2013 con el desplazamiento de material presentado se había causado la obstrucción del andén del costado oriental de la vía. La cobertura vegetal no permite evidenciar el avance progresivo ladera arriba, pero con la situación actual del deslizamiento, se observa como inicialmente se trataba de un fenómeno más local que se ha extendido progresivamente debido a la inestabilidad generada en la zona, sumado a los materiales allí presentes y las pendientes principalmente, asociado a factores detonantes como las precipitaciones y la actividad antrópica como movimientos de tierra (explanaciones, cortes y llenos).

7. ASPECTOS SÍSMICOS

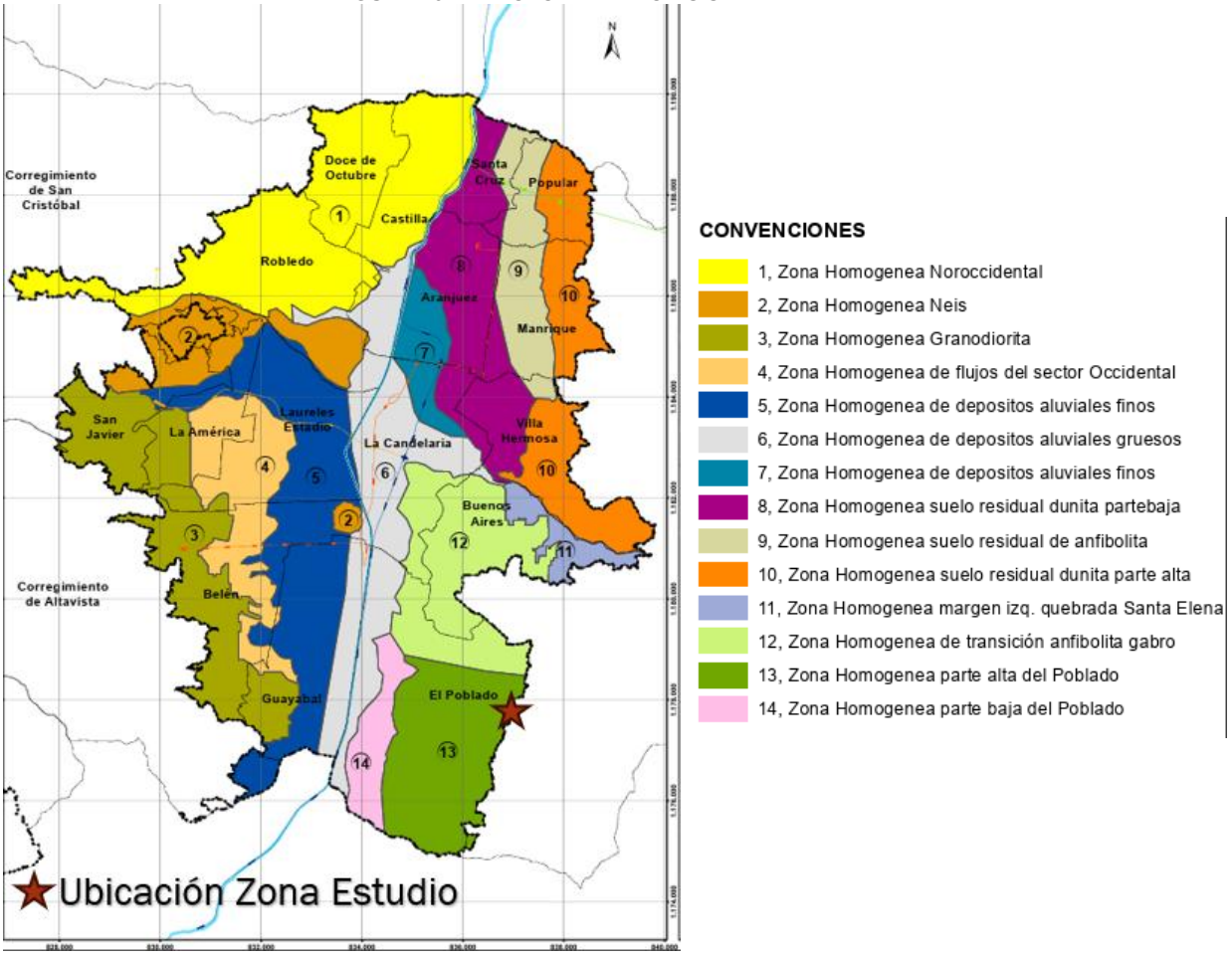
7.1. MARCO NORMATIVO

Para la evaluación de los efectos sísmicos sobre la estabilidad de los taludes del proyecto, se adopta la Microzonificación Sísmica de Medellín, elaborada por la Alcaldía de Medellín y el Grupo de Sismología de Medellín, la cual define zonas homogéneas desde el punto de vista geológico, geotécnico y de respuesta sísmica local.

De acuerdo con dicha microzonificación, el área de estudio se localiza dentro de la Zona Homogénea 13 – Flujos parte alta de El Poblado, tal como se muestra en la Figura 15.

Esta microzonificación complementa lo establecido en la NSR-10, la cual continúa clasificando a Medellín como una ciudad de amenaza sísmica intermedia, pero permite emplear valores locales de aceleración máxima del terreno (a_{smax}) para análisis geotécnicos y estructurales.

FIGURA 15. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE MEDELLÍN



Tomado de: Alcaldía de Medellín

7.2. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA DE LA ZONA HOMOGÉNEA 13

La Zona Homogénea 13 comprende sectores de la parte alta de El Poblado y está conformada principalmente por depósitos de vertiente tipo flujo y suelos residuales de anfibolita, los cuales se encuentran en general profundamente meteorizados y con desarrollo de espesores importantes de suelo residual.

Desde el punto de vista geomorfológico, la zona presenta vertientes con pendientes moderadas a empinadas, siendo más pronunciadas hacia los flancos de las quebradas que drenan el sector. Estas condiciones morfológicas y litológicas son relevantes para la evaluación del comportamiento sísmico de taludes, dado que pueden favorecer mecanismos de inestabilidad bajo solicitaciones dinámicas.

7.3. PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO

Con base en la microzonificación sísmica de Medellín, para la Zona Homogénea 13 se adoptan los siguientes parámetros sísmicos:

- **Aceleración máxima en superficie**

$$a_{smax} = 0.26g$$

- **Coeficiente Sísmico Horizontal**

De acuerdo con la Tabla H.5.2-1 de la NSR-10, para análisis seudoestáticos de estabilidad de taludes, el coeficiente sísmico horizontal de diseño KST debe ser inferior o igual a $amax$ y puede expresarse como una fracción de esta aceleración, dependiendo del tipo de material y del nivel de análisis. Por lo anterior considerando un análisis de amplificación de onda bidimensional, propio de un estudio de microzonificación sísmica, se tiene un factor de 0.50, teniendo entonces:

$$K_h = K_{ST} = 0.50 \times 0.26g = \mathbf{0.13g}$$

El valor de Kh = 0,13 es representativo del nivel de solicitación sísmica esperado en el sitio y se considera adecuado para evaluar el efecto del sismo en la estabilidad global de los taludes analizados.

8. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

Para la caracterización hidrológica del área de estudio se empleó información de precipitación diaria registrada por la estación hidrometeorológica del IDEAM Aeropuerto Olaya Herrera [código 27015330], ubicada en el área urbana del municipio de Medellín, la cual se considera representativa de las condiciones pluviométricas del proyecto.

La estación cuenta con una serie histórica continua de registros diarios de precipitación y para efectos de análisis se tiene en cuenta un rango de 20 años para el período 2004–2024, lo que proporciona una base de datos suficientemente extensa y confiable para el análisis estadístico de la lluvia y la estimación de eventos de diseño.

A partir de los registros diarios de precipitación, se realizó el procesamiento de la información con el fin de obtener los valores totales mensuales de precipitación infiltrada, los cuales se emplean posteriormente en la estimación de parámetros hidrológicos y en el cálculo de curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF).

Para cada año de la serie analizada se consolidaron los valores diarios en acumulados mensuales, obteniéndose así una matriz de precipitación mensual expresada en milímetros (mm). Posteriormente, se determinó el promedio multianual mensual, el cual permite identificar el comportamiento estacional de la precipitación en el área de influencia del proyecto.

Los resultados evidencian un régimen bimodal de lluvias, característico del Valle de Aburrá, con máximos de precipitación generalmente concentrados en los meses de abril–mayo y septiembre–octubre, y periodos relativamente secos durante los meses de enero–febrero y julio–agosto.

Con base en los acumulados anuales obtenidos para cada año de la serie histórica, se determinó una precipitación media anual multianual de:

$$M = 1862.71\, mm/\text{año}$$

Este valor es consistente con los rangos de precipitación reportados para el sector centro–sur del área urbana de Medellín y se adopta como parámetro representativo para el cálculo de intensidades de lluvia mediante el método simplificado.

TABLA 2. VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN INFILTRADA (MM)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
2004	144.40	87.90	96.40	221.50	207.30	50.40	191.50	102.40	221.30	266.40	155.00	99.90	1844.40
2005	41.00	18.10	136.10	180.40	402.30	102.80	156.10	94.80	192.40	244.00	145.30	87.40	1800.70
2006	86.70	92.40	200.00	264.20	278.90	172.30	85.30	131.80	146.00	236.70	222.60	108.20	2025.10
2007	26.50	30.80	182.90	213.90	253.50	65.40	219.00	213.00	209.70	344.60	164.10	124.10	2047.50
2008	88.20	216.90	188.50	220.60	368.20	259.00	220.70	315.30	220.40	188.90	206.20	61.30	2554.20
2009	99.80	55.20	188.30	168.80	172.40	158.40	97.70	95.80	49.60	160.10	183.90	73.90	1503.90
2010	31.80	26.50	64.50	206.00	189.00	231.90	313.90	147.50	305.10	227.40	301.10	175.50	2220.20
2011	108.40	178.00	141.90	380.00	177.80	289.50	179.50	146.50	234.40	224.00	230.80	227.30	2518.10
2012	92.10	27.80	107.00	306.50	173.60	105.10	75.90	124.50	51.80	218.80	154.10	51.90	1489.10
2013	36.40	168.40	117.30	123.80	234.80	138.00	33.80	189.90	123.10	162.60	233.10	126.50	1687.70
2014	71.90	108.20	99.40	187.50	152.60	69.40	24.80	112.80	117.30	277.10	158.00	115.40	1494.40
2015	62.50	80.60	131.20	180.10	110.40	33.60	123.20	112.10	110.60	124.70	115.20	24.50	1208.70
2016	50.20	22.20	83.10	120.20	177.90	74.30	95.20	152.90	142.80	203.50	150.30	134.90	1407.50
2017	99.90	118.40	221.40	107.00	245.00	206.50	50.40	141.50	212.90	146.60	149.20	141.00	1839.80
2018	146.00	108.90	116.70	245.60	359.30	110.40	88.80	77.40	253.50	282.70	194.80	13.90	1998.00
2019	69.10	61.90	236.60	261.40	253.00	77.40	115.60	17.70	163.50	143.00	192.80	83.40	1675.40
2020	55.30	64.30	86.00	72.70	97.80	155.50	257.10	125.30	248.10	222.50	255.40	183.30	1823.30
2021	68.50	71.60	370.60	125.20	202.70	207.40	128.70	259.90	220.90	217.30	239.20	66.10	2178.10
2022	98.10	146.60	261.80	214.10	290.60	330.00	168.30	206.60	178.10	223.80	215.40	25.00	2358.40
2023	216.30	43.70	249.50	164.10	195.80	85.90	104.20	59.80	97.50	171.20	101.10	141.60	1630.70
2024	7.90	66.70	30.20	124.80	390.20	307.00	58.80	172.70	114.20	228.70	205.00	105.50	1811.70
Valor Promediado	81.00	85.48	157.59	194.69	234.91	153.82	132.79	142.87	172.06	214.98	189.17	103.36	1862.71

8.1. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE CURVAS IDF

Para la estimación de las curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF) se empleó el método simplificado, el cual relaciona la intensidad de precipitación con el período de retorno, la duración del evento y la precipitación máxima promedio anual.

La expresión general utilizada es la siguiente:

$$i = \frac{a\ x\ T^{b} x\ M^{d}}{(\frac{t}{60})^{c}}$$

donde:

- ι = Intensidad de precipitación (mm/h)
- T = Período de retorno (años)
- M = Precipitación máxima promedio anual (mm)
- t = Duración de la lluvia (min)
- a,b,c,d = Coeficientes regionalizados de ajuste

Valores de los coeficientes a,b,c y d para el cálculo de de las curvas IDF para Colombia				
REGIÓN	**a**	**b**	**c**	**d**
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe (R2)	24.85	0.22	0.5	0.1
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.2
Orinoquia (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Con la aplicación de la metodología descrita, se calcularon las intensidades de precipitación (mm/h) para duraciones comprendidas entre 5 y 1440 minutos y para períodos de retorno de 2.33, 3, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

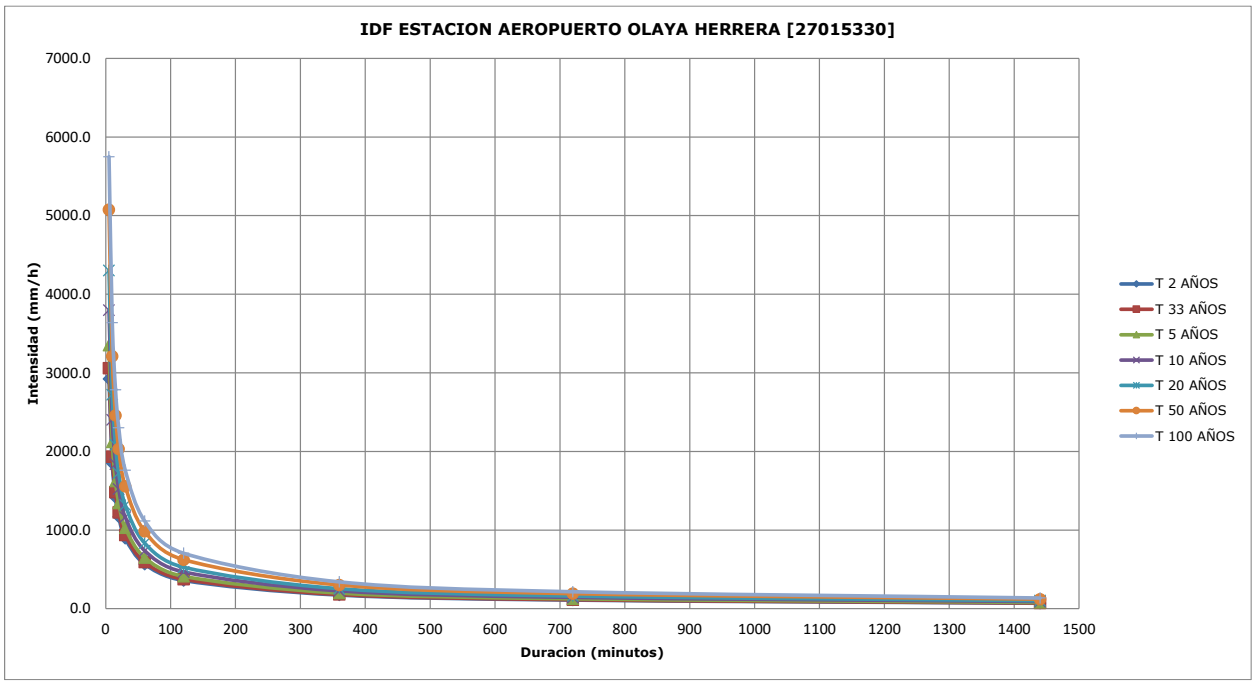
Los valores obtenidos permiten caracterizar adecuadamente la severidad de los eventos de lluvia de diseño y constituyen un insumo fundamental para:

- El análisis de escorrentía superficial.
- La evaluación de condiciones de infiltración.
- La estimación de caudales asociados a lluvias intensas.
- El análisis de estabilidad de taludes bajo condiciones de lluvia extrema, particularmente en combinación con escenarios sísmicos.

TABLA 3. VALORES DE INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

VALORES DE INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/h) AEROPUERTO OLAYA HERRERA [27015330]							
Tiempo (min)	**PERIODO DE RETORNO(Años)**						
	2.33	**3**	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
5	2922.3	3058.4	3352.9	3798.5	4303.2	5074.8	5749.2
10	1849.5	1935.6	2122.0	2404.0	2723.4	3211.8	3638.5
15	1415.2	1481.1	1623.8	1839.5	2084.0	2457.7	2784.2
20	1170.5	1225.0	1343.0	1521.4	1723.6	2032.7	2302.8
30	895.7	937.4	1027.6	1164.2	1318.9	1555.4	1762.1
60	566.9	593.2	650.4	736.8	834.7	984.4	1115.2
120	358.8	375.4	411.6	466.3	528.3	623.0	705.8
360	173.7	181.8	199.3	225.8	255.8	301.7	341.8
720	110.0	115.1	126.2	142.9	161.9	190.9	216.3
1440	69.6	72.8	79.8	90.5	102.5	120.8	136.9

GRÁFICA 1. CURVAS IDF – ESTACIÓN AEROPUERTO OLAYA HERRERA



9. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

El estudio geotécnico está orientado básicamente a la caracterización geomecánica de materiales para proceder a la definición de parámetros de resistencia para generar el modelo geológico geotécnico de la zona.

9.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

En el año 2024 se adelantaron los trabajos de exploración del subsuelo por parte de la firma consultora Moreal Ingenieros, estas actividades fueron realizadas mediante métodos directos e indirectos, permitiendo una caracterización en profundidad de los geomateriales presentes en la zona de estudio.

9.2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 2024

Para la caracterización de los materiales que conforman el área de estudio, se realizaron tres (3) sondeos con taladro mecánico por el sistema de percusión para el avance en suelo y por el sistema de rotación para el avance en depósito y roca con profundidades de hasta 31.00 m, de los cuales se obtuvieron muestras alteradas tomadas con el muestreador de cuchara partida y muestras inalteradas con tubo Shelby para la ejecución de ensayos de laboratorio, con el fin de determinar las propiedades índices y mecánicas, junto con la realización del ensayo de penetración estándar (SPT) por cada metro de avance de la perforación.

En total se realizaron 81.00 metros de perforación, distribuidos en los tres sondeos (S-1: SPT 5.00 m y rotación 15.00 m, S-2: SPT 13.00 m y rotación 18.00 m, S-3: SPT 10.00 m y rotación 20.00 m) para la ejecución de ensayos de propiedades índice y la caracterización de material en profundidad. Adicionalmente, se realizó una línea de refracción sísmica, en búsqueda de complementar el trabajo de exploración en profundidad.

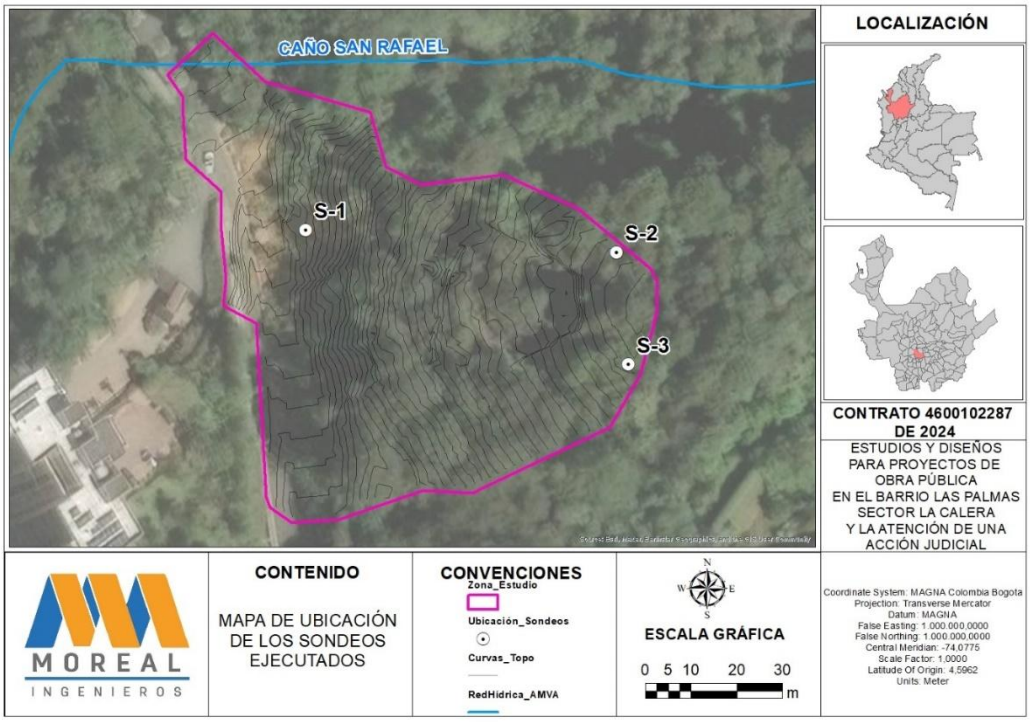
En la siguiente tabla se presenta la profundidad total alcanzada para cada sondeo junto con la profundidad donde se identificó el nivel freático.

TABLA 4. PROFUNDIDAD TOTAL Y NIVEL FREÁTICO EN LOS SONDEOS EJECUTADOS

Sondeo	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
S – 1	20.00	6.30
S – 2	31.00	25.00
S - 3	30.00	24.50

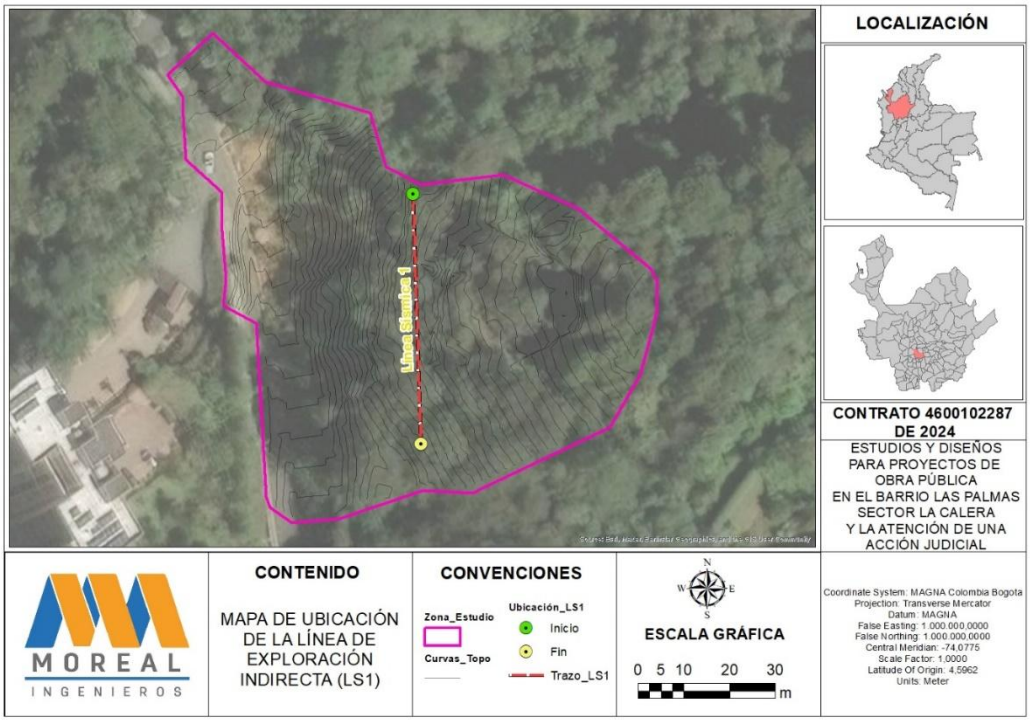
En las siguientes figuras se presenta la ubicación de los sondeos realizados en el polígono de análisis, junto con la línea sísmica.

FIGURA 16. LOCALIZACIÓN SONDEOS



Tomado de: Moreal Ingenieros

FIGURA 17. LOCALIZACIÓN LÍNEA SÍSMICA - 2024



Tomado de: Moreal Ingenieros

En las siguientes tablas se relacionan las coordenadas para la exploración directa e indirecta.

TABLA 5. COORDENADAS CARTESIANAS – SONDEOS

Sondeo	Coordenada X	Coordenada Y	Fecha ejecución
S – 1	836851,410368	1177345,87808	20/09/2024
S – 2	836919,420402	1177341,01685	09/10/2024
S - 3	836921,986824	1177316,45413	21/10/2024

TABLA 6. COORDENADAS GEOGRÁFICAS – LÍNEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA - 2024

Línea	Número de geófonos	Separación de geófonos (m)	Punto	Coordenadas	
				Latitud	Longitud
1	24	2.3	Inicial	6°11´52.89”N	75°33´3.43”O
			Final	6°11´51.35”N	75°33´2.61”O

9.3. RESULTADOS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO – EXPLORACIÓN 2024

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

Se eligieron las muestras más representativas para determinarles el contenido de humedad natural, gravedad específica y realizarles los ensayos de granulometría y límites de consistencia con el fin de obtener su clasificación con base en el sistema de clasificación unificada (USC) y AASHTO (American Association of State Highway Officials), así como también se realizaron ensayos de Corte Directo en modalidad CD y Compresión Simple con el fin de determinar los parámetros geomecánicos de los materiales encontrados.

En la siguiente tabla se presentan las cantidades ejecutadas para cada uno de los ensayos.

TABLA 7. CANTIDADES DE ENSAYOS REALIZADOS

Tipo de ensayo	Cantidad
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo	11
Determinación del límite líquido de los suelos	11
Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	11
Análisis granulométrico de suelos por tamizado	11
Compresión inconfinada en muestras de suelo	11
Compresión inconfinada en muestras de roca	10
Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada	6
Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos	11

Con base a los sondeos realizados, y junto con la información obtenida de los ensayos de laboratorio, se concluye que:

S – 1: Se encontró un depósito de vertiente, en el cual se presenta en promedio 14.83% de gravas, 42.98% de arenas, 42.50% de finos, contenido de humedad de 48.11%, limite liquido de 47.88%, limite plástico 35.2% e índice plástico de 12.5%.

S – 2: Se encontró un depósito de vertiente, en el cual se presenta en promedio 5.05% de gravas, 35.97% de arenas, 58.97% de finos, contenido de humedad de 61.46%, limite liquido de 61.00%, limite plástico 46.9% e índice plástico de 14.17%.

TABLA 8. RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Perf.	Muestra												
	Profundidad (m)	# Muestra	Clasificación		Granulometría			Wn (%)	Límites de consistencia (%)			Índice de grupo	Gs
			USC	AASHTO	% Gravas	% Arenas	% Finos		LL	LP	IP		
S-1	0.00 a 0.45	1	SM	A-4	22.3	37.3	40.4	22.70	38.0	31.0	7.0	0	2.635
S-1	1.00 a 1.45	2	SM	A-7-5	6.8	46.6	46.7	35.75	61.8	48.7	13.0	5	2.781
S-1	5.00 a 5.45	6	ML	A-7-6	6.6	41.6	51.8	39.20	47.4	28.0	19.0	7	2.604
S-1	16.00 a 16.50	15	SM	A-2-7	22.6	46.4	31.1	28.43	44.3	33.1	11.0	0	2.561
S-2	2.00 a 2.45	3	ML	A-5	0.9	20.5	78.6	44.72	49.0	45.0	4.0	7	2.777
S-2	4.00 a 4.45	5	SM	A-5	10.2	53.4	36.3	42.66	53.0	47.4	6.0	0	2.650
S-2	5.00 a 5.45	6	ML	A-5	9.3	34.8	56.0	37.65	48.0	43.0	5.0	3	2.512
S-2	6.00 a 6.45	7	MH	A-7-5	0.0	34.7	65.3	82.95	82.0	67.0	15.0	15	2.990
S-2	8.00 a 8.45	9	MH	A-7-5	0.0	20.6	79.4	84.65	90.0	61.0	29.0	32	2.739
S-2	9.00 a 9.45	10	SM	A-7-5	7.7	49.4	42.9	80.85	74.0	59.0	15.0	4	2.928
S-2	12.00 a 12.45	13	CH	A-7-6	2.2	37.1	60.6	50.89	52.0	26.0	26.0	14	2.783

Tomado de: Moreal Ingenieros

TABLA 9. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO – SONDEO 1

ID	MUESTRA	MÉTODO	Prof. Prom. (m)	SPT			N45 (golpes/pie)	w_n	Límites de Atterberg [%]			Granulometría [%]			Clasf.	$\gamma\tau$	Compresión Simple	Gravedad Específica
																	qu	Gs
No,				0-6"	6-12"	12-18"		[%]	LL	LP	IP	Gravas	Arenas	Finos	USCS	[kN/m³]	(MPa)	-
SONDEO 1 NF=6.30m	1	SPT	0.23	3	2	2	4	23	38	31	7	22.30	37.30	40.40	SM			2.635
	2	SPT	1.23	2	1	1	2	36	62	49	13	6.80	46.60	46.70	SM			2.781
	3	SPT	2.23	3	55	88	88											
	4	NQ	3.23															
	5	NQ	4.50															
	6	SPT	5.23	16	15	80	80	39	47	28	19	6.60	41.60	51.80	ML			2.604
	7	NQ	6.23															
	8	NQ	7.75													33.3	92	
	9	NQ	9.25															
	10	NQ	10.50															
	11	NQ	11.25															
	12	NQ	12.25													31.1	199	
	13	NQ	13.75															
	14	SPT	15.25	8	5	7	12											
	15	SPT	16.25	10	6	6	12	28	44	33	11	22.60	46.40	31.10	SM			2.561
	16	NQ	16.75															
	17	NQ	17.75															
	18	NQ	19.25															

TABLA 10. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO – SONDEO 2

ID	MUESTRA	MÉTODO	Prof. Prom. (m)	SPT			N45 (golpes/pie)	w_n	Límites de Atterberg [%]			Granulometría [%]			Clasf.	$\gamma\tau$	Compresión Simple	Gravedad Específica	CORTE DIRECTO	
																	qu	Gs	ϕ'	c'
No,				0-6"	6-12"	12-18"		[%]	LL	LP	IP	Gravas	Arenas	Finos	USCS	[kN/m³]	(MPa)	-	°	kPa
Sondeo 2 NF=25.00m	1	MANUAL	0.50																	
	2	SPT	1.23	4	4	6	10													
	3	SH	2.23					45	49	45	4	0.90	20.50	78.60	ML	18.0		2.777	25	28
	4	SPT	3.23	2	4	4	8													
	5	SH	4.23					43	53	47	6	10.20	53.40	36.30	SM	20.4		2.650	21.3	41
	6	SPT	5.23	8	9	9	18	38	48	43	5	9.30	34.80	56.00	ML			2.512		
	7	SH	6.23					83	82	67	15	0.00	34.70	65.30	MH	15.2		2.990	16.7	105
	8	SPT	7.23	2	3	3	6													
	9	SPT	8.23	3	3	4	7	85	90	61	29	0.00	20.60	79.40	MH			2.739		
	10	SH	9.23					81	74	59	15	7.70	49.40	42.90	SM	16.4		2.928	9.7	100
	11	SPT	10.23	4	5	11	16													
	12	SPT	11.23	4	6	10	16													
	13	SPT	12.23	16	5	8	13	51	52	26	26	2.20	37.10	60.60	CH			2.783		
	14	SPT	13.08	50	R															
	15	NQ	13.83																	
	16	NQ	15.25																	
	17	NQ	16.75													30.5	29			
	18	NQ	18.25													31.3	96			
	19	NQ	19.75													33.3	92			
	20	NQ	21.25																	
	21	NQ	22.75																	
	22	NQ	24.25																	
	23	NQ	25.75																	
	24	NQ	27.25																	
	25	NQ	28.75																	
	26	NQ	30.25																	

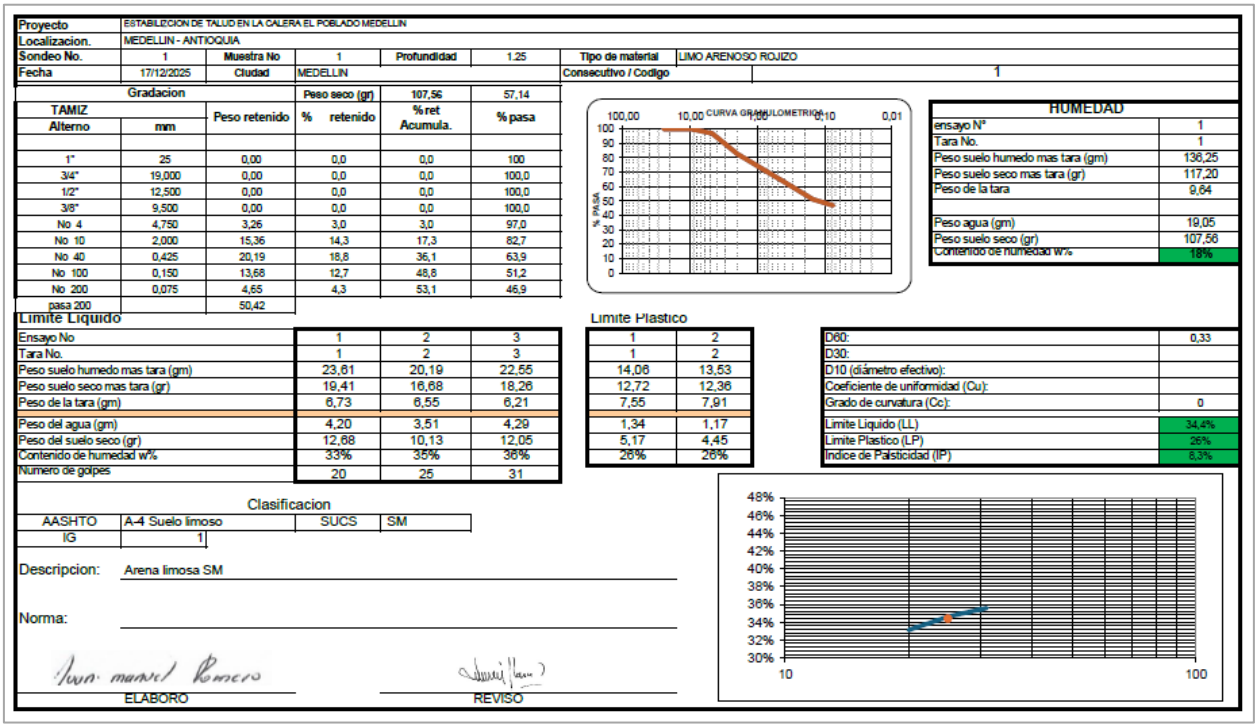
TABLA 11. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO – SONDEO 3

ID	MUESTRA	MÉTODO	Prof. Prom. (m)	SPT			N45 (golpes/pie)	γτ	Compresión Simple	CORTE DIRECTO	
									qu	ϕ'	c'
No,				0-6"	6-12"	12-18"		[kN/m³]	(MPa)	°	kPa
Sondeo 3 (NF=24.50m)	1	SPT	0.23	2	2	2	4				
	2	SPT	1.23	4	4	6	10				
	3	SH	2.23					18.0		18.9	67
	4	SH	3.23					16.4			
	5	SPT	4.23	6	10	7	17				
	6	SH	5.23					18.0			
	7	SPT	6.23	8	7	7	14				
	8	SH	7.23					20.4		23.1	47
	9	SPT	8.23	7	9	8	17				
	10	SH	9.23					16.9			
	11	SPT	10.08	20	65	R					
	12	NQ	10.83								
	13	NQ	12.25								
	14	NQ	13.75					31.1	96		
	15	NQ	15.25								
	16	NQ	16.75					33.3	28		
	17	NQ	18.25								
	18	NQ	19.75								
	19	NQ	21.25								
	20	NQ	22.75								
	21	NQ	24.25								
	22	NQ	25.75					33.3	100		
	23	NQ	27.25					31.1	198		
	24	NQ	28.75								

9.4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 2026

Para el desarrollo del presente estudio se contó inicialmente con los resultados de exploración geotécnica realizados en el año 2024. No obstante, en el marco de las mesas técnicas adelantadas durante la revisión del proyecto, la interventoría consideró necesario complementar y verificar las condiciones de los materiales presentes en el sitio. En este sentido, se extrajeron dos (2) muestras inalteradas de la ladera, a las cuales se les realizaron ensayos de clasificación y corte directo, de manera complementaria se ejecutaron dos (2) líneas de refracción sísmica, una localizada sobre la ladera y la otra en la zona posterior a la vía. La información obtenida permitió complementar y actualizar el modelo geológico-geotécnico del sector, mejorando la representatividad de las condiciones del subsuelo empleadas en los análisis geotécnicos posteriores. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

FIGURA 18. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN MUESTRA 1



Proyecto	ESTABILIZCION DE TALUD EN LA CALERA EL POBLADO MEDELLIN						
Localizacion.	MEDELLIN - ANTIOQUIA						
Sondeo No.	1	Muestra No	1	Profundidad	1.25	Tipo de material	LIMO ARENOSO ROJIZO
Fecha	17/12/2025	Ciudad	MEDELLIN			Consecutivo / Codigo	1

Gradacion			Peso seco (gr)	107,56	57,14
TAMIZ Alterno	mm	Peso retenido	% retenido	% ret Acumula.	% pasa
1"	25	0,00	0,0	0,0	100
3/4"	19,000	0,00	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,500	0,00	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,500	0,00	0,0	0,0	100,0
No 4	4,750	3,26	3,0	3,0	97,0
No 10	2,000	15,36	14,3	17,3	82,7
No 40	0,425	20,19	18,8	36,1	63,9
No 100	0,150	13,68	12,7	48,8	51,2
No 200	0,075	4,65	4,3	53,1	46,9
pasa 200		50,42			

HUMEDAD	
ensayo N°	1
Tara No.	1
Peso suelo humedo mas tara (gm)	136,25
Peso suelo seco mas tara (gr)	117,20
Peso de la tara	9,64
Peso agua (gm)	19,05
Peso suelo seco (gr)	107,56
Contenido de humedad w%	18%

Limite Liquido

Ensayo No	1	2	3
Tara No.	1	2	3
Peso suelo humedo mas tara (gm)	23,61	20,19	22,55
Peso suelo seco mas tara (gr)	19,41	16,68	18,26
Peso de la tara (gm)	6,73	6,55	6,21
Peso del agua (gm)	4,20	3,51	4,29
Peso del suelo seco (gr)	12,68	10,13	12,05
Contenido de humedad w%	33%	35%	36%
Numero de golpes	20	25	31

Limite Plastico

1	2
1	2
14,06	13,53
12,72	12,36
7,55	7,91
1,34	1,17
5,17	4,45
26%	26%

D60:	0,33
D30:	
D10 (diametro efectivo):	
Coeficiente de uniformidad (Cu):	
Grado de curvatura (Cc):	0
Limite Liquido (LL)	34,4%
Limite Plastico (LP)	26%
Indice de Palsticidad (IP)	8,3%

Clasificacion

AASHTO	A-4 Suelo limoso	SUCS	SM
IG	1		

Descripcion: Arena limosa SM

Norma:

ELABORO REVISO

FIGURA 19. RESULTADOS CORTE DIRECTO M1

RESULTADOS DE ENSAYO				
Sondeo	Ap01 Terraza 03			
Profundidad	1.25			
Descripción	Material con características limo arenosas con roca pequeñas, suelo Deposita			
Diámetro (mm)	50,97	50,97	50,97	
Humedad Inicial (%)	18,23	16,92	18,11	
Humedad Final (%)				
Grado de saturación (%)				
Peso unitario (g/cm³)	1,85	1,85	1,84	
Área Ao (mm²)	2.040	2.040	2.040	
Velocidad (mm/min)				
Esfuerzo Normal (kpa)	57,67	115,35	230,69	
Esfuerzo de Corte (kpa)	133,12	144,64	225,51	
		Cohesión (kPa)	22,7	
		Ángulo de fricción	29,16	

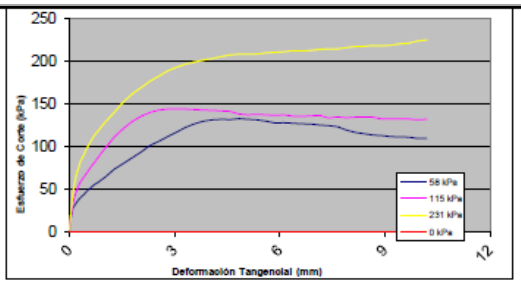
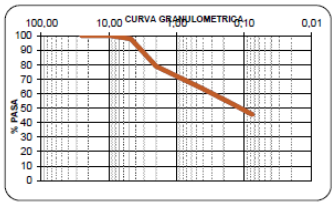


FIGURA 20. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN MUESTRA 2

Proyecto	ESTABILIZCION DE TALUD EN LA CALERA EL POBLADO MEDELLIN							
Localizacion.	MEDELLIN - ANTIOQUIA							
Sondeo No.	2	Muestra No	2	Profundidad	1.05	Tipo de material	LIMO ARENOSOS ROJIZO CON ROCA DESCOMPUESTA	
Fecha	17/12/2025	Ciudad	MEDELLIN			Consecutivo / Codigo	1	

Gradacion			Peso seco (gr)	75,19	41,05
TAMIZ Alterno	mm	Peso retenido	% retenido	% ret Acumula.	% pasa
1"	25	0,00	0,0	0,0	100
3/4"	19,000	0,00	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,500	0,00	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,500	0,00	0,0	0,0	100,0
No 4	4,750	1,68	2,2	2,2	97,8
No 10	2,000	14,25	19,0	21,2	78,8
No 40	0,425	11,25	15,0	36,1	63,9
No 100	0,150	8,25	11,0	47,1	52,9
No 200	0,075	5,62	7,5	54,6	45,4
pasa 200		34,14			



HUMEDAD	
ensayo N°	1
Tara No.	1
Peso suelo humedo mas tara (gm)	114,79
Peso suelo seco mas tara (gr)	99,35
Peso de la tara	24,16
Peso agua (gm)	15,44
Peso suelo seco (gr)	75,19
Contenido de humedad W%	21%

Limite Liquido

Ensayo No	1	2	3
Tara No.	1	2	3
Peso suelo humedo mas tara (gm)	23,61	20,19	22,55
Peso suelo seco mas tara (gr)	19,41	16,68	18,26
Peso de la tara (gm)	6,73	6,55	6,21
Peso del agua (gm)	4,20	3,51	4,29
Peso del suelo seco (gr)	12,68	10,13	12,05
Contenido de humedad w%	33%	35%	36%
Numero de golpes	20	25	31

Limite Plastico

1	2
1	2
14,06	13,53
12,72	12,36
7,55	7,91
1,34	1,17
5,17	4,45
26%	26%

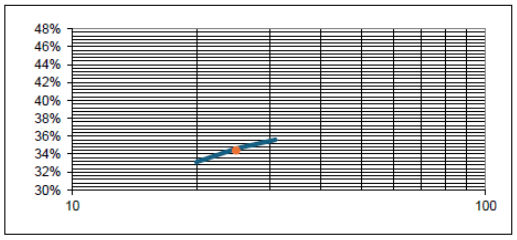
D60:	0,32
D30:	
D10 (diámetro efectivo):	
Coeficiente de uniformidad (Cu):	
Grado de curvatura (Cc):	0
Limite Liquido (LL)	34,4%
Limite Plastico (LP)	26%
Indice de Palsticidad (IP)	8,3%

Clasificacion

AASHTO	A-4 Suelo limoso	SUCS	SM
IG	1		

Descripcion: Arena limosa SM

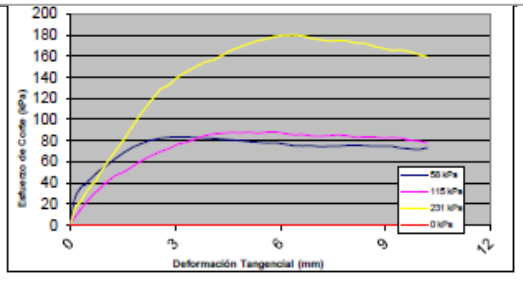
Norma:



ELABORO REVISO

FIGURA 21. RESULTADOS CORTE DIRECTO M2

RESULTADOS DE ENSAYO				
Sondeo	APIQUE 2 TERRAZA 5			
Profundidad	1.05			
Descripción	Material con caracteristicas limo arenosas con roca pequeñas, suelo Depositad			
Diámetro (mm)	50,97	50,97	50,97	
Humedad Inicial (%)	27,47	28,10	29,15	
Humedad Final (%)				
Grado de saturación (%)				
Peso unitario (g/cm³)	1,66	1,67	1,65	
Área Ao (mm²)	2.040	2.040	2.040	
Velocidad (mm/min)				
Esfuerzo Normal (kpa)	57,67	115,35	230,69	
Esfuerzo de Corte (kpa)	83,72	88,41	180,08	
		Cohesión (kPa)	17,9	
		Ángulo de fricción	30,58	



Según lo descrito previamente, se presenta la ubicación de las líneas sísmicas realizadas en la zona de estudio.

FIGURA 22. LOCALIZACIÓN LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA – 2026

TABLA 12. COORDENADAS GEOGRÁFICAS – LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA - 2026

SONDEO	COORDENADAS				LONGITUD (m)
	PUNTO INICIAL		PUNTO FINAL		
	LATITUD	LONGITUD	LATITUD	LONGITUD	
MASW 1	6°11'52.80"N	75°33'4.40"W	6°11'51.60"N	75°33'4.20"W	34
MASW 2	6°11'52.73"N	75°33'5.72"W	6°11'48.90"N	75°33'5.50"W	115

Estos ensayos sísmicos permiten identificar las condiciones aproximadas de la distribución estratigráfica del subsuelo, en función de la rigidez del mismo fundamentando sus análisis en las propiedades de densidad y elasticidad de los materiales, proporcionando información determinante para conocer las condiciones físicas y mecánicas de los materiales distribuidos en profundidad.

FIGURA 23. UBICACIÓN EN CAMPO DE LA LÍNEA MASW1

FIGURA 24. UBICACIÓN EN CAMPO DE LA LÍNEA MASW2

Una vez procesados los registros obtenidos en campo correspondiente al ensayo geofísico MASW se obtiene como resultado un modelo constituido por tres capas.

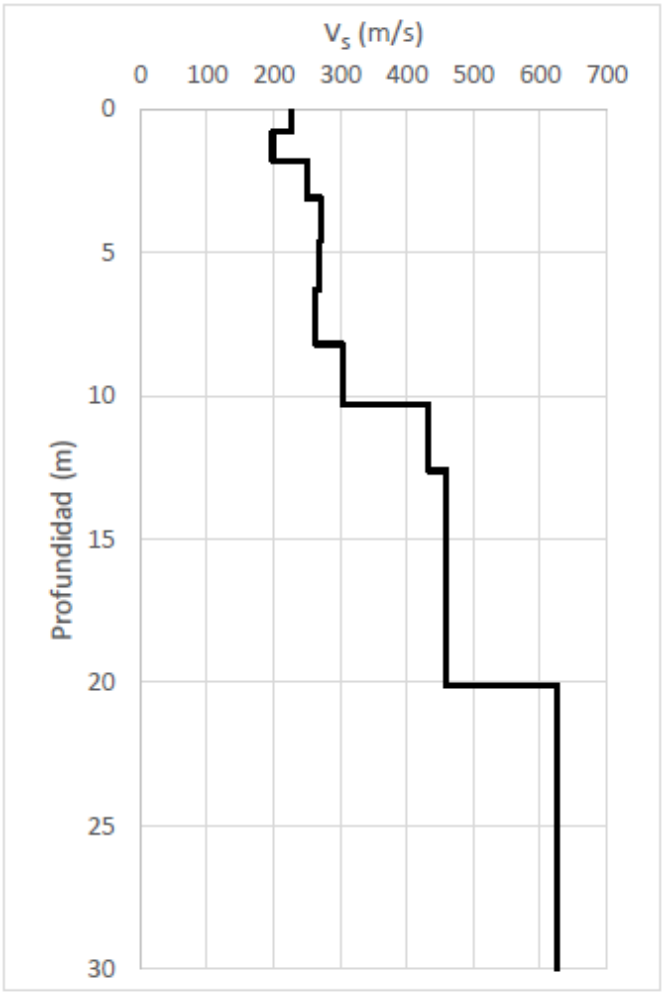
- **Línea MASW 1**

Capa 1: Dicho horizonte se encuentra a una profundidad aproximada entre 0.0 m y 10.3 m, en el cual se registra una velocidad media de onda cortante que varía en magnitud desde 199 m/s a 303 m/s.

Capa 2: Subyaciendo el horizonte anteriormente mencionado, a una profundidad aproximada entre 10.3 m y 20.1 m, se encuentra un horizonte en el cual se registra un incremento en la velocidad media de onda cortante que varía en magnitud desde 432 m/s a 459 m/s.

Capa 3: Finalmente entre 20.1 m hasta la profundidad explorada, se observa un aumento en la velocidad media de onda cortante hasta una magnitud de 625 m/ s.

FIGURA 25. PERFIL UNIDIMENSIONAL VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (VS) – MASW 1



- **Línea MASW 2**

Una vez procesados los registros obtenidos en campo correspondiente al ensayo geofísico MASW se obtiene como resultado un modelo constituido por cuatro capas referentes a variaciones en la velocidad de onda cortante en profundidad, asociadas a diferencias de rigidez y densidad de los estratos que conforman el subsuelo:

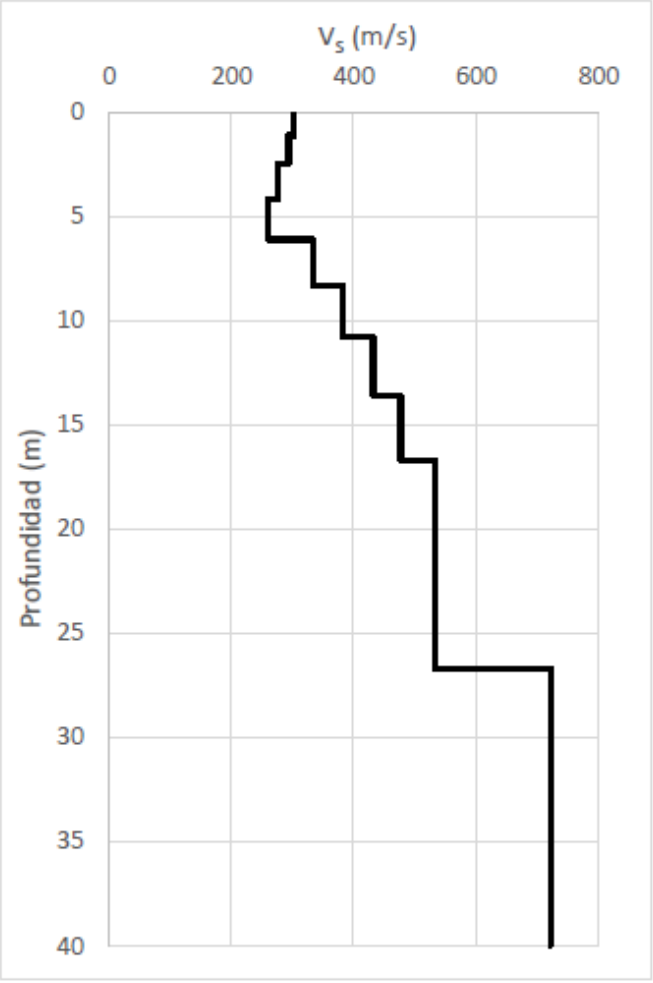
Capa 1: Dicho horizonte se encuentra a una profundidad aproximada entre 0.0 m y 6.1 m, en el cual se registra una velocidad media de onda cortante que decrece en magnitud desde 302 m/s a 259 m/s.

Capa 2: Subyaciendo el horizonte anteriormente mencionado, a una profundidad aproximada entre 6.1 m y 13.6 m, se encuentra un horizonte en el cual se registra un incremento en la velocidad media de onda cortante que varía en magnitud desde 333 m/s a 431 m/s.

Capa 3: Dicho horizonte se encuentra a una profundidad aproximada entre 13.6 m y 26.7 m, en el cual se registra una velocidad media de onda cortante que varía en magnitud desde 477 m/s a 532 m/s.

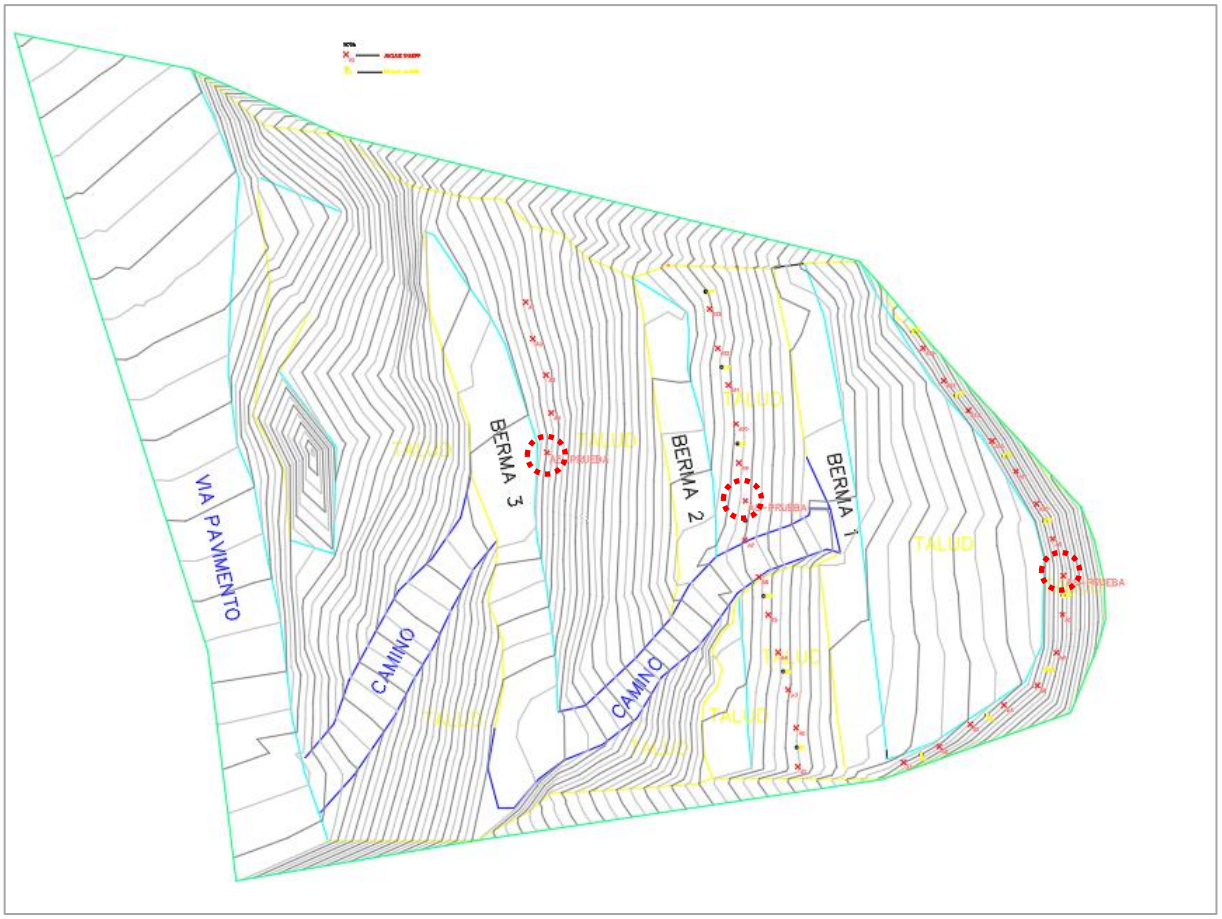
Capa 4: Finalmente entre 26.7 m hasta la profundidad explorada, se observa un aumento en la velocidad media de onda cortante hasta una magnitud de 722 m/ s.

FIGURA 26. PERFIL UNIDIMENSIONAL VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (VS) – MASW 2



10. PRUEBAS DE CARGA

Con el fin de validar el comportamiento del sistema de anclajes proyectado y verificar la capacidad de transferencia de carga entre el bulbo de anclaje y el depósito coluvial presente en el sitio, se ejecutaron pruebas de carga no destructivas para tres (3) anclajes activos, seleccionados de manera representativa dentro del área de intervención. En la siguiente figura se presenta la vista en planta con los anclajes a los cuales se realizó la prueba.



Las pruebas se realizaron una vez finalizada la instalación de los anclajes y cumplido el tiempo mínimo de curado de la lechada de inyección, empleando un sistema de carga hidráulico y dispositivos de medición de desplazamientos que permitieron registrar el comportamiento carga–deformación del sistema durante el proceso de ensayo. El procedimiento de ejecución se desarrolló de acuerdo con el protocolo establecido para el proyecto y con referencia a la norma UNE-EN 1537, la cual regula la ejecución y verificación de anclajes al terreno.

De acuerdo con este procedimiento, las pruebas de aceptación tienen como propósito principal verificar la capacidad del anclaje para soportar la carga de diseño con deformaciones admisibles, evaluar el comportamiento carga–desplazamiento del sistema y confirmar la adecuada interacción entre el bulbo de anclaje y el terreno circundante, así como validar las hipótesis geotécnicas adoptadas en el modelo de diseño.

Para el presente proyecto, los anclajes corresponden a anclajes activos permanentes con una carga de diseño de 48 toneladas, conformados por un tendón de cuatro (4) torones de 5/8” e instalados con una inclinación aproximada de 30° respecto a la horizontal. Las pruebas se realizaron sobre anclajes con longitud de bulbo ejecutada de 15 m, lo cual permitió movilizar una superficie de contacto representativa dentro del depósito coluvial que caracteriza el macizo del talud.

El procedimiento de carga se desarrolló mediante incrementos escalonados de carga, iniciando con una precarga de alineamiento y continuando con niveles progresivos correspondientes al 25 %, 50 %, 75 %, 100 % y finalmente 125 % de la carga de diseño (60ton), manteniendo cada escalón durante periodos de tiempo controlados con el fin de registrar la evolución de los desplazamientos y verificar la estabilidad del sistema durante la aplicación de la carga.

Los resultados obtenidos en las tres pruebas evidenciaron un comportamiento estable del sistema de anclaje, sin presentarse pérdidas súbitas de carga, desplazamientos excesivos ni indicios de falla del bulbo. En todos los casos el anclaje soportó satisfactoriamente la carga máxima de prueba equivalente al 125 % de la carga de diseño (60 ton), manteniendo deformaciones compatibles con el comportamiento esperado para este tipo de sistemas de anclaje en depósitos coluviales.

Este comportamiento confirma que el sistema de anclaje presenta una adecuada capacidad de transferencia de esfuerzos entre el bulbo y el terreno, así como una respuesta carga–deformación coherente con las condiciones geotécnicas identificadas en el sitio.

Las pruebas de carga constituyen un insumo fundamental para la validación del diseño geotécnico del sistema de anclajes, ya que permiten contrastar el modelo teórico adoptado en la etapa de diseño con el comportamiento real observado en campo. En particular, la información obtenida a partir de las curvas carga–desplazamiento permite estimar la resistencia movilizada en el contacto suelo–lechada y, a partir de ello, realizar procesos de retroanálisis orientados a la estimación de la adherencia característica del depósito coluvial.

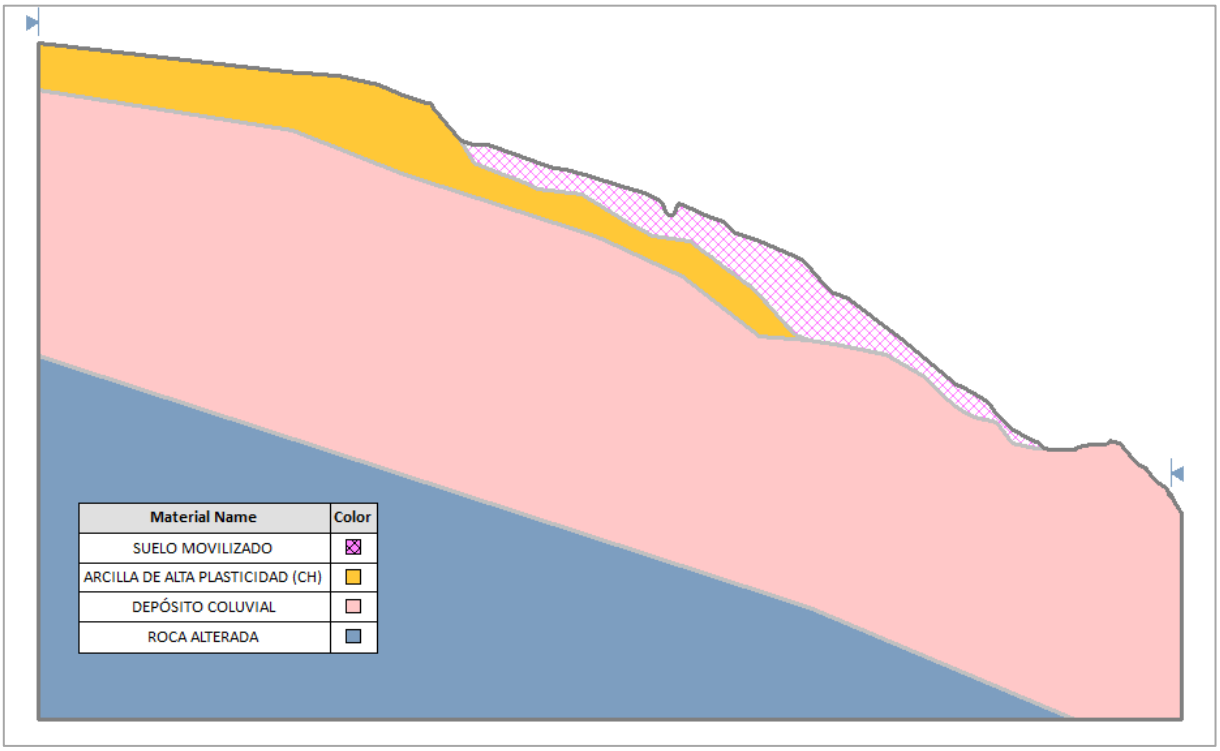
Con base en los resultados obtenidos en las pruebas de carga, se realizó posteriormente el retroanálisis de la resistencia por adherencia suelo–lechada, parámetro que constituye el fundamento para la definición de la longitud efectiva del bulbo de anclaje adoptada en el diseño del sistema de estabilización.

11. ESTUDIO GEOTÉCNICO Y FORMULACIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

11.1. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN SUELO

Partiendo de los resultados obtenidos de los sondeos mecánicos, los ensayos de laboratorio, las líneas sísmicas y la geología del área de estudio, se establece la distribución en profundidad y extensión de los materiales en el área de interés y sus propiedades físicas y mecánicas que permiten definir posteriormente el Modelo geológico – geotécnico.

FIGURA 27. ESTRATIGRAFÍA ZONA DE ESTUDIO



11.1.1. Determinación de N con Vs

Teniendo en cuenta los resultados de velocidades de onda de corte definidos en las líneas sísmicas del 2026, se emplearon correlaciones para obtener valores de referencia de número de golpes N a una energía del 60% (N60).

Las correlaciones empleadas corresponden a literatura técnica como se muestra a continuación, con el objetivo de determinar el número de golpes a partir de las velocidades de onda de corte obtenidas de las líneas de refracción sísmica por estrato.

FIGURA 28. CORRELACIONES ENTRE VS Y N

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s=76\ N^{0.33}$	
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s=84\ N^{0.31}$	
Imai (1977)	$Vs=a\ N^b$	a=102, b=0.29 Arcilla Holoceno a= 81, b=0.33 Arena Holoceno a=114, b=0.29 Arcilla Pleistoceno a= 97, b=0.32 Arena Pleistoceno
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s=61.62\ H^{0.222}\ N^{0.254}$	Para todo tipo de suelo H=Profundidad del ensayo
	$V_s=62.14\ H^{0.230}\ N^{0.219}$	Para Arcillas H=Profundidad del ensayo
Ohta y Goto (1978)	$V_s=61.62\ H^{0.222}$	Para todo tipo de suelo
Japan Road Association (2002) $Vs=80\ N^{1/3}$ $Vs=100N^{1/3}$	$V_s=62.14\ H^{0.230}$	Arena del Pleistoceno
	$V_s=100\ N^{1/3'3}$	Para Arenas
Alfaro (2007)	$V_s=91.44\ H^{0.291}$	Para Arcillas H=Profundidad del ensayo
		Para Arcillas de Bogotá H=Profundidad del ensayo
Alfaro (2007)	$V_s=91.44\ H^{0.291}\ N^{0.298}$	Para Arcillas de Bogotá H=Profundidad del ensayo

El procedimiento se llevó a cabo con la finalidad de obtener mayor cantidad de datos, que permitan aumentar el grado de confianza en la determinación de parámetros geomecánicos, los cuales serán analizados en conjunto con la información de los ensayos de campo.

Finalmente, se realizó el análisis estadístico de datos para seleccionar el valor representativo para cada profundidad de análisis, estableciendo valores máximos, mínimos y medidas de tendencia central, tales como, la media aritmética, que consiste en el valor característico de los datos cuantitativos obtenidos de los ensayos realizados a las muestras agrupadas en la misma capa y la media geométrica que considera todos los valores de la distribución, pero es menos sensible a los valores extremos.

La definición de los valores de número de golpes (N), como se indicó anteriormente se determinaron bajo las formulaciones planteadas por cada autor siendo consecuentes con los materiales identificados durante las campañas de exploración, a continuación, se presentan los valores de N_{60} obtenidos mediante las correlaciones por cada autor:

TABLA 13. CORRELACIONES VS Y N – LRS MASW1

	CORRELACIONES Vs CON N (SPT)			
H	Imai y Yoshimura	Ohba y Toriuma	Imai	Japan Road Association
0.80	28	25	14	23
0.96	19	16	10	16
2.30	38	35	20	31
3.70	48	45	25	40
5.30	47	43	25	38
7.00	44	40	23	36
8.90			34	53

TABLA 14. CORRELACIONES VS Y N – LRS MASW2

	CORRELACIONES Vs CON N (SPT)			
H	Imai y Yoshimura	Ohba y Toriuma	Imai	Japan Road Association
1.10			35	54
1.40		57	32	49
1.70	49	46	26	41
1.90	41	38	22	34
2.20			47	

Como se presenta en las anteriores tablas, los valores de número de golpes (N) se limitaron a valores típicos de suelo, teniendo en cuenta que, en algunos casos, las correlaciones de algunos autores daban resultados muy altos para el tipo de material definido; a partir de esta metodología se realizó el análisis estadístico de datos para seleccionar el valor representativo para cada profundidad de análisis, estableciendo valores máximos, mínimos y medidas de tendencia central, tales como, la media aritmética, en las siguientes tablas se presentan los valores de número de golpes con una energía del 60% y así mismo los valores de N_{45}, con los que posteriormente se determinan los parámetros efectivos (ϕ',c'), dicho procedimiento es presentado más adelante.

TABLA 15. ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA DEFINIR N – LRS MASW1

LRS MASW 1						
Prof (m)	H	N_{60} Máximo	N_{60} Mínimo	N_{60} Promedio	Media Geométrica N_{60}	Media Geométrica N_{45}
0.80	0.80	28	14	23	22	29
1.76	0.96	19	10	15	15	20
3.20	2.30	38	20	31	30	40
4.60	3.70	48	25	40	38	51
6.30	5.30	47	25	38	37	50
8.20	7.00	44	23	36	35	46
10.30	8.90	53	34	44	42	57

TABLA 16. ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA DEFINIR N – LRS MASW2

LRS MASW 2						
Prof (m)	**H**	**N_{60} Máximo**	**N_{60} Mínimo**	**N_{60} Promedio**	**Media Geométrica N_{60}**	**Media Geométrica N_{45}**
1.10	1.10	54	18	32	28	38
2.50	1.40	57	16	34	30	40
4.20	1.70	49	13	32	28	37
6.10	1.90	41	11	26	23	30
8.30	2.20	47	24	32	31	41
10.80	2.50	42	38	40	40	53
13.60	2.80	55	55	55	55	73

11.1.2. Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT

Para la determinación de los parámetros efectivos de resistencia, se empleó el método presentado por (González, Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT, 1999) que se realiza a partir de los datos del SPT, número de golpes por pie (N). El autor indica que, aunque el ensayo es denominado estándar, tiene muchas variantes y para casi todas estas existen factores de corrección a la energía teórica de referencia, de acuerdo a (Bowles, 1988) el valor de N de campo se corrige de la siguiente forma:

$$\mathrm{Ncorr} = \mathrm{N} \times \mathrm{C_n} \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Donde,
$Ncorr$ = N corregido
N = N en campo
C_n = Factor de corrección por confinamiento efectivo
η_1 = Factor por energía del martillo ($0.45 \leq \eta_1 \leq 1$)
η_2 = Factor por longitud de varilla ($0.75 \leq \eta_2 \leq 1$)
η_3 = Factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq \eta_3 \leq 1$)
η_4 = Factor por diámetro de la perforación (> 1 para D>5”, 1.15 para D=8”)

Nota: González considera que: $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 1$.

Para la corrección por energía η_1, González utiliza la relación $N_{e1} = N_{e2} \times (e2/e1)$, teniendo en cuenta que en Colombia conservativamente se toma e=45%. De igual manera, indica que las correlaciones que presenta en su trabajo fueron obtenidas con materiales granulares, para los cuales usualmente la cohesión efectiva es igual a cero

(*c'=0)*, obteniendo así, la siguiente relación entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos, donde ϕ' es el ángulo efectivo y ϕ'_{eq} es el ángulo efectivo equivalente:

$$\phi'_{SPT} = \phi'_{eq} = \tan^{-1}(\tau/\sigma')$$

Entre las numerosas correlaciones que existen destaca las realizadas por los autores Peck; Peck, Hanson y Thornbum; Kishida; Schmertmann; Japan National Railway JNR y Japan Road Bureau JRB, a continuación, se presentan las ecuaciones para una energía de e=45% (Colombia).

Peck	$\phi'eq = 28.5 + 0.25 \times N1_{45}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\phi'eq = 26.25 \times (2 - \exp(-N1_{45} / 62)$
Kishida	$\phi'eq = 15 + (12.5 \times N1_{45})^{0.5}$
Schmertmann	$\phi'eq' = \arctan[(N1_{45} / 43.3)^{0.34}]$
Japan National Railway (JNR)	$\phi eq' = 27 + 0.1875 \times N1_{45}$
Japan Road Bureau (JRB)	$\phi eq' = 15 + (9.375 \times N1_{45})^{0.5}$

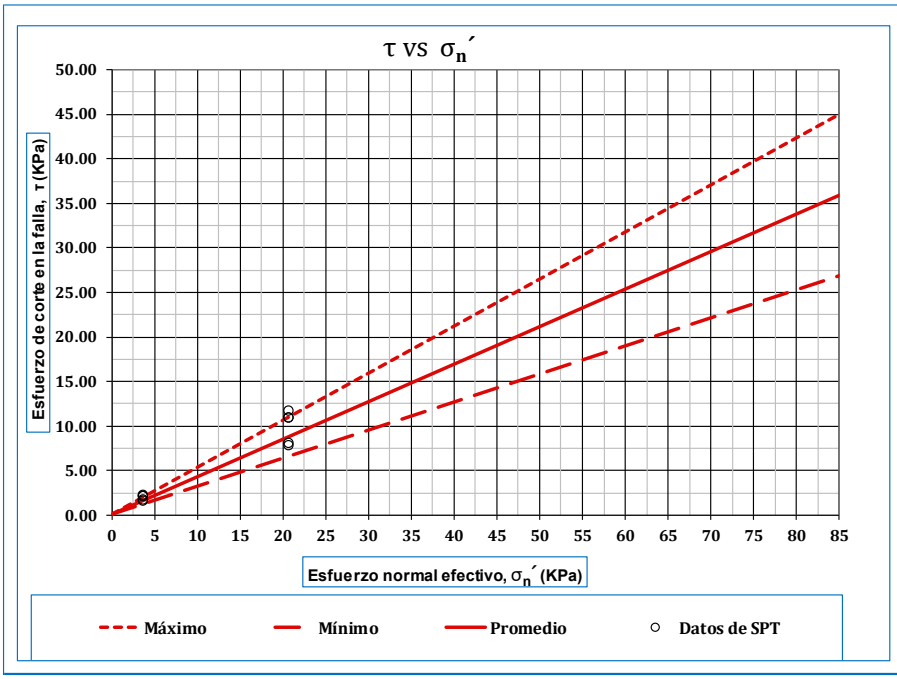
Dichas correlaciones fueron empleadas en el cálculo del ángulo efectivo equivalente (ϕ'_{eq}), el esfuerzo cortante en falla (τ) y, por ende, la cohesión efectiva (c'). Este cálculo se realizó por medio de la implementación de una distribución normal que permite determinar el valor mínimo, promedio y máximo de cada parámetro. A continuación, se presenta el procesamiento y corrección de los valores de N con los cuales se obtienen las gráficas de regresión para la definición de los parámetros efectivos (C' y ø').

TABLA 17. DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS EFECTIVOS

Material	Sondeo	Prof. Prom. (m)	N	Peso unitario	Esfuerzo total	Presión de poros	Esfuerzo efectivo	$C_N = (s_{ref}/s'_v)^{½}$	h_1	h_2	$N1_{72}$	Esfuerzo cortante en la falla				
												Peck	Peck, et all	Kishida	JNR	JRB
Suelo Inestable	SM1	0.23	4	17.00	3.83	0	3.83	2.00	0.64	0.75	4	2.21	2.09	1.69	2.05	1.59
	SM1	1.23	2	17.00	20.83	0	20.83	2.00	0.64	0.75	2	11.66	10.84	8.08	10.88	7.74
Depósito Coluvial	SM1	2.23	55	19.00	39.38	0	39.38	1.59	0.64	0.75	42	39.28	37.25	38.12	32.66	33.25
	SM1	5.23	55	19.00	96.38	0	96.38	1.02	0.64	0.85	31	82.04	81.80	80.14	70.49	71.13
Arcilla Alta Plasticidad (CH)	SM2	10.23	16	16.90	176.59	0	176.59	0.75	0.64	1.00	8	108.26	105.62	91.70	99.19	85.27
	SM2	11.23	16	16.90	193.49	0	193.49	0.72	0.64	1.00	7	117.99	114.86	99.27	108.22	92.42
	SM2	12.23	13	16.90	210.39	0	210.39	0.69	0.64	1.00	6	125.12	120.41	101.41	115.32	94.98
Arcilla Alta Plasticidad (CH)	SM3	6.23	14	16.90	110.99	0	110.99	0.95	0.64	0.95	8	68.43	66.91	58.37	62.63	54.21
	SM3	8.23	17	16.90	144.79	0	144.79	0.83	0.64	0.95	9	89.97	88.24	77.43	82.21	71.80

Material	Sondeo	Prof. Prom. (m)	N	Peso unitario	Esfuerzo total	Presión de poros	Esfuerzo efectivo	$C_N = (s_{ref}/s'_v)^{½}$	h_1	h_2	$N1_{72}$	Esfuerzo cortante en la falla				
												Peck	Peck, et all	Kishida	JNR	JRB
Depósito Coluvial LRS-MASW1	LRS1	0.40	29	19.00	7.60	0	7.60	2.00	0.64	0.75	28	6.24	6.26	6.08	5.40	5.42
	LRS1	1.28	20	19.00	24.32	0	24.32	2.00	0.64	0.75	19	17.67	17.88	16.80	15.66	15.20
	LRS1	2.48	40	19.00	47.12	0	47.12	1.46	0.64	0.75	28	38.74	38.88	37.76	33.52	33.65
	LRS1	3.90	51	19.00	74.10	0	74.10	1.16	0.64	0.75	29	61.32	61.48	59.80	52.99	53.25
	LRS1	5.45	50	19.00	103.55	0	103.55	0.98	0.64	0.85	27	83.68	84.20	81.41	72.65	72.69
	LRS1	7.25	46	19.00	137.75	0	137.75	0.85	0.64	0.95	24	106.88	108.02	103.35	93.55	92.73
	LRS1	9.25	57	19.00	175.75	0	175.75	0.75	0.64	0.95	26	140.86	141.90	136.90	122.50	122.36
Depósito Coluvial LRS-MASW2	LRS2	0.55	38	19.00	10.45	0	10.45	2.00	0.64	0.75	37	9.66	9.42	9.43	8.16	8.30
	LRS2	1.80	40	19.00	34.20	0	34.20	1.71	0.64	0.75	33	30.07	29.75	29.40	25.67	26.00
	LRS2	3.35	37	19.00	63.65	0	63.65	1.25	0.64	0.75	22	48.31	48.88	46.49	42.46	41.83
	LRS2	5.15	30	19.00	97.85	0	97.85	1.01	0.64	0.85	17	68.37	68.97	64.04	61.08	58.25
	LRS2	7.20	41	19.00	136.80	0	136.80	0.85	0.64	0.95	21	102.43	103.68	98.27	90.28	88.57
	LRS2	9.55	53	19.00	181.45	0	181.45	0.74	0.64	0.95	24	140.97	142.45	136.35	123.35	122.32
	LRS2	12.20	73	19.00	231.80	0	231.80	0.66	0.64	1.00	31	197.88	197.18	193.33	169.94	171.54

GRÁFICA 2. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – SUELO INESTABLE



Valor	ϕ´ (°)	c' (KPa)
Promedio	23	0
Máximo	28	0
Mínimo	17	0
COV	14%	15%

Estadísticas:

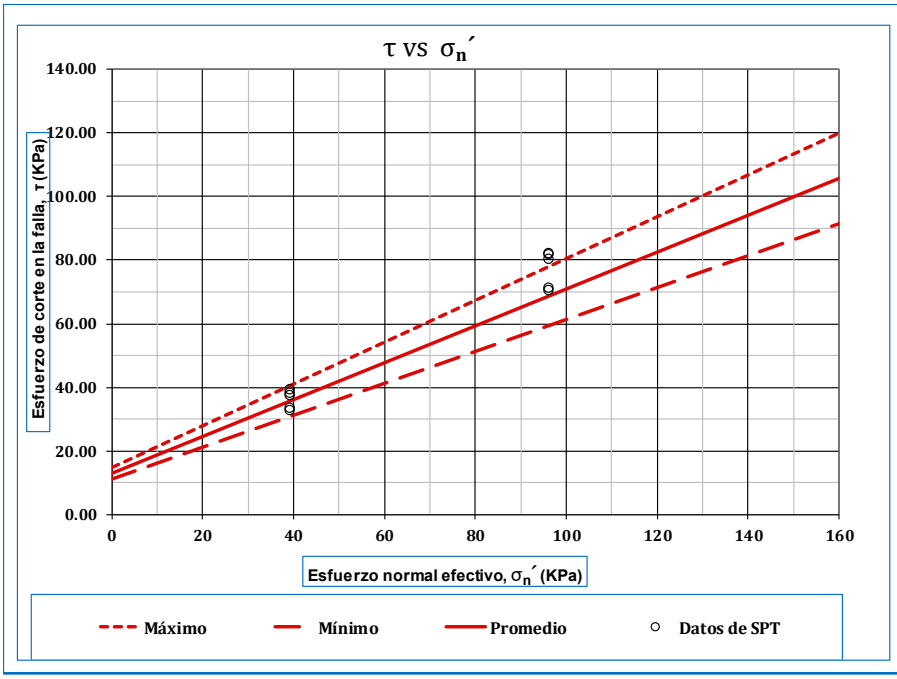
Confianza 95.0%

r^2 0.9223

Modelo Mohr - Coulomb

$$\tau = c' + \sigma_n' \cdot Tan\,\phi'$$

GRÁFICA 3. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – DEPÓSITO COLUVIAL



Valor	ϕ´ (°)	c' (KPa)
Promedio	29	13
Máximo	33	15
Mínimo	27	11
COV	5%	8%

Estadísticas:

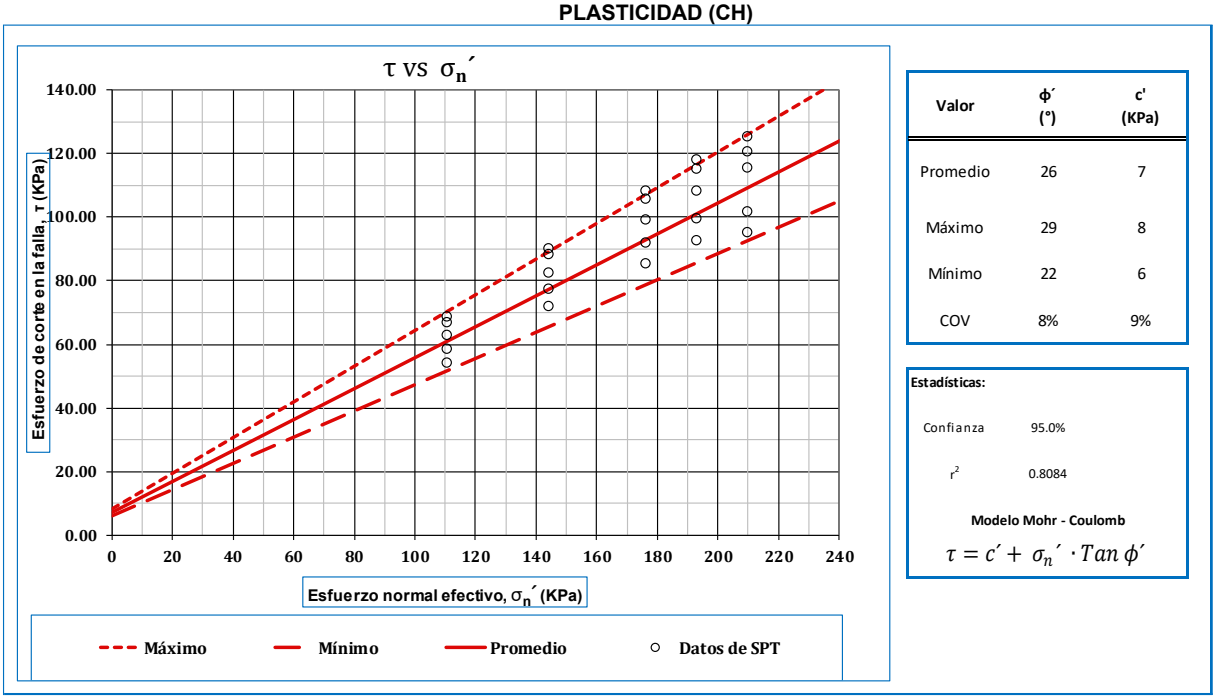
Confianza 95.0%

r^2 0.9610

Modelo Mohr - Coulomb

$$\tau = c' + \sigma_n' \cdot Tan\,\phi'$$

GRÁFICA 4. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD (CH)



Valor	ϕ´ (°)	c' (KPa)
Promedio	26	7
Máximo	29	8
Mínimo	22	6
COV	8%	9%

Estadísticas:

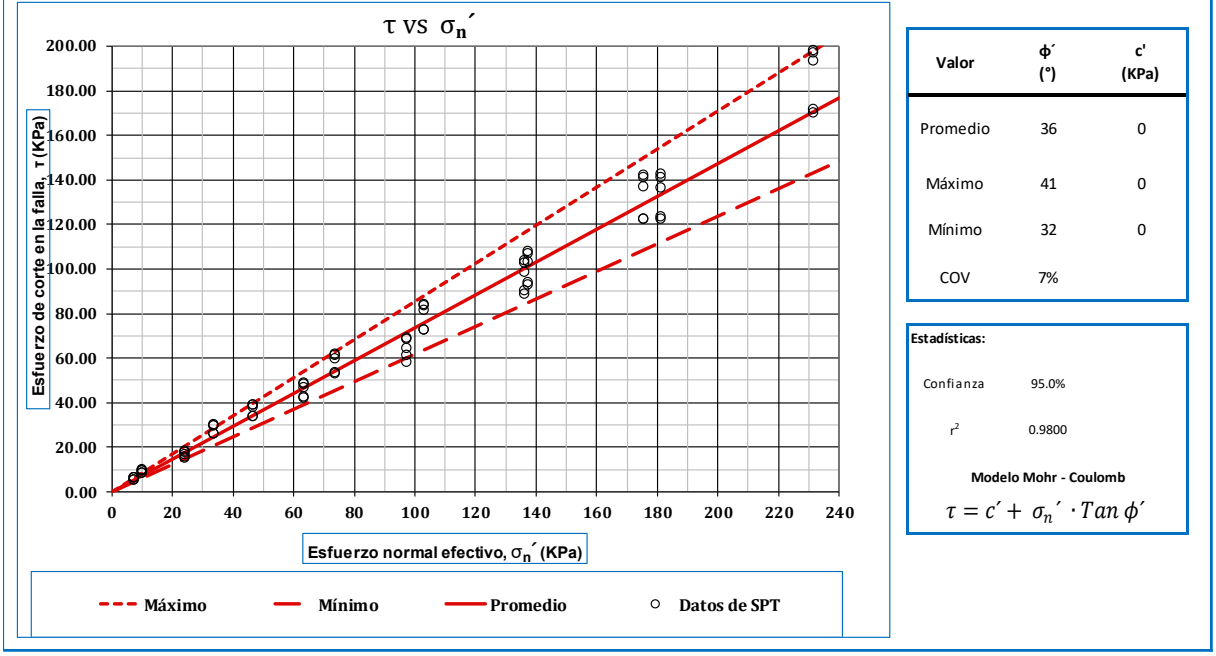
Confianza 95.0%

r^2 0.8084

Modelo Mohr - Coulomb

$$\tau = c' + \sigma_n' \cdot Tan\,\phi'$$

GRÁFICA 5. DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS NORMALES EFECTIVOS – DEPÓSITO COLUVIAL – CONSIDERANDO LÍNEAS DE REFRACCIÓN 2026



Valor	ϕ´ (°)	c' (KPa)
Promedio	36	0
Máximo	41	0
Mínimo	32	0
COV	7%	

Estadísticas:

Confianza 95.0%

r^2 0.9800

Modelo Mohr - Coulomb

$$\tau = c' + \sigma_n' \cdot Tan\,\phi'$$

El ángulo de fricción (ϕ) fue estimado mediante la metodología propuesta por González (1999), la cual permite correlacionar el ángulo de fricción con valores equivalentes de N-SPT obtenidos a partir de la velocidad de onda de corte (Vs) medida en las líneas sísmicas MASW realizadas en la campaña de 2026. A partir de dichas correlaciones se obtuvieron valores de ϕ comprendidos entre 32° y 41°, con un valor promedio de 36°, el cual se adopta para el modelo geotécnico por representar adecuadamente el comportamiento friccional del depósito coluvial identificado en el área de estudio.

En cuanto a la cohesión efectiva (c'), su estimación se realizó inicialmente mediante el retrocálculo asociado a las pruebas de carga de anclajes, lo cual permitió estimar un límite inferior de cohesión del orden de 44,6 kPa a partir de la resistencia movilizada en la interfaz suelo–lechada. No obstante, bajo un criterio conservador en el modelo de resistencia del suelo y dada la variabilidad inherente en los depósitos coluviales, para el análisis geotécnico se adopta el valor de cohesión obtenido a partir de la relación esfuerzo cortante vs. esfuerzo normal efectivo derivada de la exploración geotécnica antecedente, correspondiente a c' = 13 kPa, el cual resulta representativo del comportamiento global del depósito.

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan\delta$$

donde:

- c_a = **adherencia efectiva suelo–lechada** (kPa)
- σ_n = **esfuerzo normal efectivo** actuante sobre la superficie del bulbo (kPa)
- δ = **ángulo de fricción interfaz suelo–lechada** (°)

$$c_a \approx \alpha\, c$$

- c = cohesión efectiva del suelo
- α = coeficiente de reducción (0.3–1.0 según tipo de suelo e inyección)

$$\sigma_n = K\,\sigma_v = K(\gamma z - u)$$

- K = coeficiente de presión lateral (generalmente K_0 o K_p)
- γ = peso unitario del suelo
- u = presión de poros

Variable	Dato	Unidad
α	1	-
δ	1	-
t $_a$	101,9	kPa
ϕ	36	°
K0	0,4	-
σv	319,68	kPa
u	128,511	kPa
σ'v	191,169	kPa
Formula	0	-
c'	**44,6**	kPa

11.2. CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA

Con el fin de evaluar el comportamiento mecánico del macizo rocoso y definir los parámetros necesarios para los análisis de estabilidad y diseño geotécnico, se realizó la caracterización de la roca mediante la adopción del criterio de falla Hoek & Brown, ampliamente utilizado para macizos rocosos.

Este criterio requiere la definición de los siguientes parámetros fundamentales:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (UCS, σci)
- Índice de calidad del macizo rocoso (GSI)
- Constante del material intacto (mi)
- Factor de disturbancia (D)

La determinación de estos parámetros se realizó con base en resultados de laboratorio, observaciones de campo, registros fotográficos de la exploración geotécnica y literatura técnica.

11.2.1. Resistencia a la Compresión Uniaxial (Ucs)

La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (σci) fue determinada a partir de ensayos de laboratorio de compresión uniaxial, ejecutados sobre núcleos de roca recuperados durante la exploración geotécnica.

Los resultados obtenidos son representativos de la roca intacta y constituyen el parámetro base para la aplicación del criterio Hoek & Brown. Para los análisis se adoptó un valor promedio de UCS acorde con los resultados disponibles, diferenciando el grado de meteorización identificado en campo.

11.2.2. Índice de Calidad del Macizo Rocoso (GSI)

El Índice de Resistencia Geológica (GSI) fue estimado a partir de la evaluación cualitativa del macizo rocoso, considerando:

- Grado de meteorización
- Densidad y condición de las discontinuidades
- Tamaño y forma de los bloques
- Estado de las superficies de fractura

Esta evaluación se apoyó en el registro fotográfico de la exploración geotécnica, así como en la descripción de núcleos y afloramientos observados durante los trabajos de campo.

De acuerdo con estas observaciones, se identificaron diferentes estados del macizo rocoso, que van desde roca muy meteorizada hasta roca moderadamente fracturada, para los cuales se adoptaron valores de GSI coherentes con las recomendaciones de Hoek et al. (2002, 2013).

11.2.3. Constante del Material (mi)

La constante mi depende exclusivamente del tipo de roca intacta y no del estado del macizo. En el presente estudio, las unidades litológicas corresponden a rocas de origen metamórfico, por lo cual el valor de mi fue seleccionado a partir de tablas de referencia y bases de datos incorporadas en el software RocLab. De acuerdo con el tipo litológico identificado y su textura, se adoptó un valor de mi = 26, este valor es consistente con rocas metamórficas de resistencia media a alta.

11.2.4. Factor de Disturbancia (D)

El factor de disturbancia (D) representa el grado de alteración inducido al macizo rocoso por procesos de excavación, voladura o relajación de esfuerzos.

En el caso del presente proyecto, el macizo rocoso no presenta evidencia de disturbancia significativa asociada a excavaciones con voladura ni a procesos constructivos agresivos. La excavación prevista se considera controlada y con mínima alteración del estado tensional original del macizo. En consecuencia, se adoptó un valor de D = 0

Este valor es representativo de macizos rocosos no disturbados o excavados cuidadosamente, conforme a las recomendaciones de Hoek & Brown.

11.3. CONDICIONES DE AGUA

En los trabajos de exploración del subsuelo se reportó el nivel freático en los sondeos ejecutados, no obstante, al tener como detonante la variación del nivel de agua, es necesario establecer la variación del nivel freático en el macizo, para lo cual se calculó la precipitación efectiva mediante el método propuesto por el Soil Conservation Service - SCS.

Los estudios empíricos realizados por el SCS S (Montserrat, Joaquín, & Teodoro, 1995) permitieron relacionar la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, denominado número de curva, CN, cuyos valores están tabulados entre 0 y 100.

En aquellos casos en que el nivel freático se encuentre a gran profundidad y no se logre medir en campo, se podrá considerar como condición crítica que dicho nivel medio coincide con el de la profundidad de la superficie de falla. La profundidad media que se asuma servirá de referencia para añadirle el estimativo de su variabilidad, la cual se podrá suponer igual a la del acumulado anual de la lluvia que se infiltra (abstracciones).

De acuerdo con la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo del Servicio Geológico Colombiano, para los deslizamientos la posición del nivel freático es generalmente un condicionante de la inestabilidad, por lo cual resulta clave calcular la profundidad de la tabla de agua, asociada a un cierto periodo de retorno, para el cual se considera que ocurrirá la falla. La experiencia sugiere utilizar un periodo de retorno de 20 años, como se recomienda en la Guía Metodológica Para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa de 2015, del Servicio Geológico Colombiano.

El procedimiento seguido se especifica a continuación:

1) Identificar el valor promedio de número de curva (CN) de la unidad geotécnica para diferentes grupos hidrológicos de suelo y usos de estos para condiciones de humedad antecedente normal (AMC II).

FIGURA 29. VALORES DE NÚMERO DE CURVA PARA DIFERENTES GRUPOS HIDROLÓGICOS Y DE USOS DE SUELO

Uso de Suelo	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra Cultivada				
Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales				
Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos	30	58	71	78
Bosques				
Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta en pasto (75% o más)	39	61	74	80
Condiciones aceptables: Cubierta en pasto (50 al 75 %)	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial				
Tamaño promedio lote porcentaje promedio impermeable				
1/8 de acre 65	77	85	90	92
1/4 de acre 38	61	75	83	87
1/3 de acre 30	57	72	81	86
1/2 de acre 25	54	70	80	85
1 de acre 20	51	68	79	84
Parqueadero pavimentado, techosm accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

El grupo hidrológico se puede determinar con la siguiente tabla:

Grupo Hidrológico del suelo	Infiltración cuando están muy húmedos	Características	Textura	Suelo
A	Rápida	Alta capacidad de infiltración > 76mm/h	Arenosa	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados
			Arenosa-limosa	
B	**Moderada**	**Capacidad de infiltración 76-38 mm/h**	**Fraco-arcillosa-arenosa**	**Suelos poco profundos depositados por el viento, suelos francoarenosos**
			Franco-limosa	
C	Lenta	Alta capacidad de infiltración > 76mm/h	Franco-arcillosa	Suelos francoarcillosos, francoarenosos poco profundos, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcillas
			Franco-arcillo-limosa	
			Arcillo-arenosa	
D	Muy Lenta	Alta capacidad de infiltración > 76mm/h	Arcillosa	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos

2) Calcular la retención potencial máxima (S) como:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Donde:

S: retención potencial máxima (mm)
CN: número de curva

Por lo anterior se clasifica el grupo hidrológico de suelo y se adopta un valor de número de curva de acuerdo con las condiciones de la zona:

Grupo hidrológico del suelo: B

CN = 66

3) Calcular, a partir de los registros de precipitación diaria (P), la precipitación infiltrada en 24 horas (Pi).

4) Acumular los valores diarios de precipitación infiltrada para cada año calendario del registro y así obtener el valor de precipitación infiltrada total anual.

5) Calcular la precipitación infiltrada media multianual, su desviación estándar (σ) y su coeficiente de variación (CV).

FIGURA 30 VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN INFILTRADA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
2004	144.40	87.90	96.40	221.50	207.30	50.40	191.50	102.40	221.30	266.40	155.00	99.90	1844.40
2005	41.00	18.10	136.10	180.40	402.30	102.80	156.10	94.80	192.40	244.00	145.30	87.40	1800.70
2006	86.70	92.40	200.00	264.20	278.90	172.30	85.30	131.80	146.00	236.70	222.60	108.20	2025.10
2007	26.50	30.80	182.90	213.90	253.50	65.40	219.00	213.00	209.70	344.60	164.10	124.10	2047.50
2008	88.20	216.90	188.50	220.60	368.20	259.00	220.70	315.30	220.40	188.90	206.20	61.30	2554.20
2009	99.80	55.20	188.30	168.80	172.40	158.40	97.70	95.80	49.60	160.10	183.90	73.90	1503.90
2010	31.80	26.50	64.50	206.00	189.00	231.90	313.90	147.50	305.10	227.40	301.10	175.50	2220.20
2011	108.40	178.00	141.90	380.00	177.80	289.50	179.50	146.50	234.40	224.00	230.80	227.30	2518.10
2012	92.10	27.80	107.00	306.50	173.60	105.10	75.90	124.50	51.80	218.80	154.10	51.90	1489.10
2013	36.40	168.40	117.30	123.80	234.80	138.00	33.80	189.90	123.10	162.60	233.10	126.50	1687.70
2014	71.90	108.20	99.40	187.50	152.60	69.40	24.80	112.80	117.30	277.10	158.00	115.40	1494.40
2015	62.50	80.60	131.20	180.10	110.40	33.60	123.20	112.10	110.60	124.70	115.20	24.50	1208.70
2016	50.20	22.20	83.10	120.20	177.90	74.30	95.20	152.90	142.80	203.50	150.30	134.90	1407.50
2017	99.90	118.40	221.40	107.00	245.00	206.50	50.40	141.50	212.90	146.60	149.20	141.00	1839.80
2018	146.00	108.90	116.70	245.60	359.30	110.40	88.80	77.40	253.50	282.70	194.80	13.90	1998.00
2019	69.10	61.90	236.60	261.40	253.00	77.40	115.60	17.70	163.50	143.00	192.80	83.40	1675.40
2020	55.30	64.30	86.00	72.70	97.80	155.50	257.10	125.30	248.10	222.50	255.40	183.30	1823.30
2021	68.50	71.60	370.60	125.20	202.70	207.40	128.70	259.90	220.90	217.30	239.20	66.10	2178.10
2022	98.10	146.60	261.80	214.10	290.60	330.00	168.30	206.60	178.10	223.80	215.40	25.00	2358.40
2023	216.30	43.70	249.50	164.10	195.80	85.90	104.20	59.80	97.50	171.20	101.10	141.60	1630.70
2024	7.90	66.70	30.20	124.80	390.20	307.00	58.80	172.70	114.20	228.70	205.00	105.50	1811.70
Valor Promediado	81.00	85.48	157.59	194.69	234.91	153.82	132.79	142.87	172.06	214.98	189.17	103.36	1862.71

Desviación Estandar	362
Coeficiente de variabilidad (%)	19.46

6) Añadir, para el análisis de amenaza, alrededor de la profundidad del nivel freático medio la variabilidad de la lluvia infiltrada en función de la desviación estándar, expresada en términos del coeficiente de variación por la media de la profundidad del nivel freático.

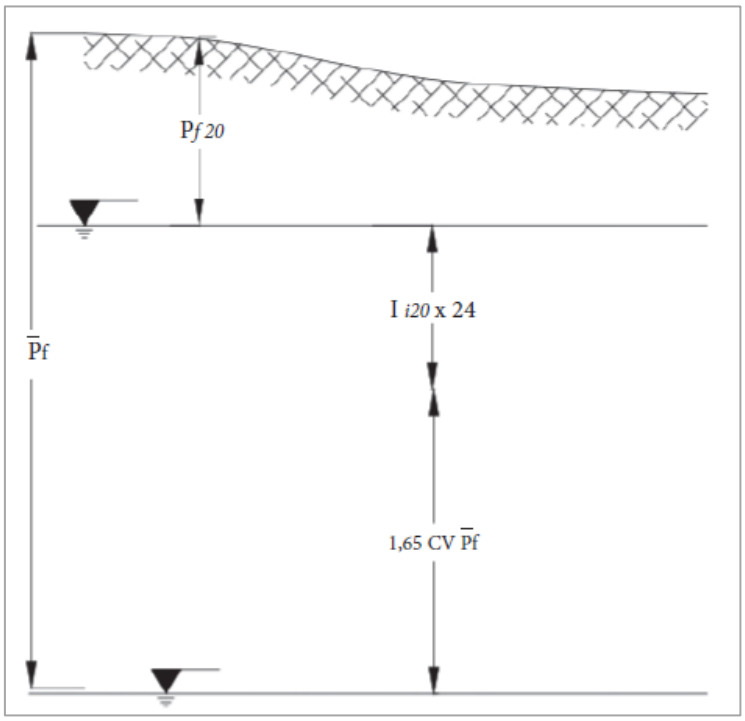
$$P_{f20} = (\overline{P}_f - 1{,}65\ CV\ P_f) - (I_{i20} * 24)$$

Donde,

P_{f20} = Profundidad del nivel freático asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno, en milímetros.

$CV\bar{P}_f$ = Corresponde a la desviación estándar asignada a la variación del nivel freático, expresada en términos del coeficiente de variación de los acumulados anuales

$\bar{I}_{i20}$ = Corresponde a la desviación estándar asignada a la variación del nivel freático, expresada en términos del coeficiente de variación de los acumulados anuales.



$\overline{P_f}$	10000	mm
$CV\overline{P}_f$	1945.6	mm
I_{i20}	102.5	mm/h
P_{f20}	4330.5	mm
P_{f20}	4.33	m

Se consideró como condición crítica un nivel freático que coincide con la profundidad de la superficie de falla, teniendo una variabilidad por infiltración de 4.3m para un periodo de retorno de 20 años, con este nivel medio se realizan los análisis de retrocálculo y son tenidos en cuenta para los análisis de estabilidad.

11.4. RETROCÁLCULO

Como parte de los análisis, se realizó el retrocalculo para la calibración de los parámetros de resistencia del suelo inestable. Esto se realiza para una resistencia de falla inminente (Factor de Seguridad FS = 1.0).

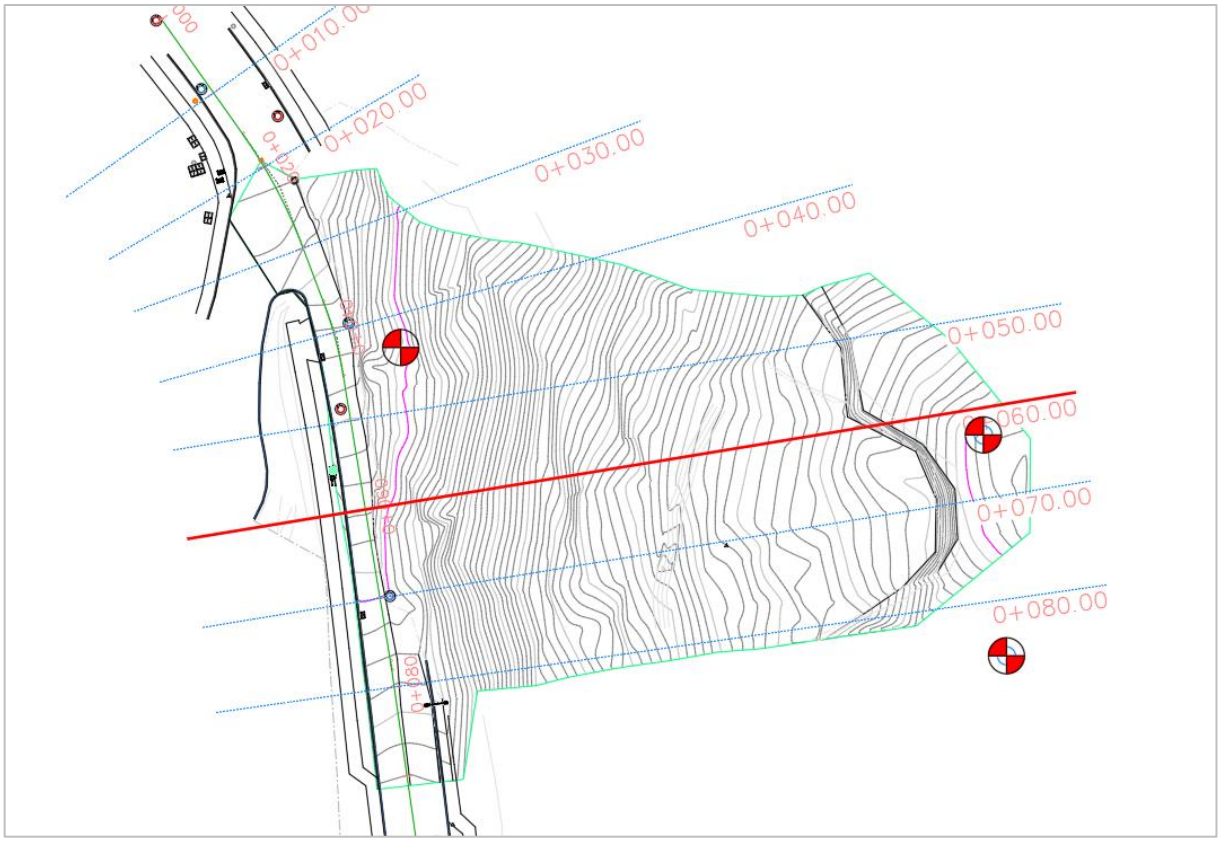
El retro análisis (Back Analysis) se realiza bajo las siguientes hipótesis:

- Dada la posibilidad cinemática de falla rotacional en la ladera, se realizan los análisis de estabilidad bajo este mecanismo de falla.

- Uno de los principales agentes detonantes del proceso de remoción en masa es el agua, derivado de la falta de obras de control de escorrentía superficial en la zona y la infiltración de la misma. En este sentido, el nivel freático crítico se define en el interior de la masa inestable, a 4.3m de profundidad.

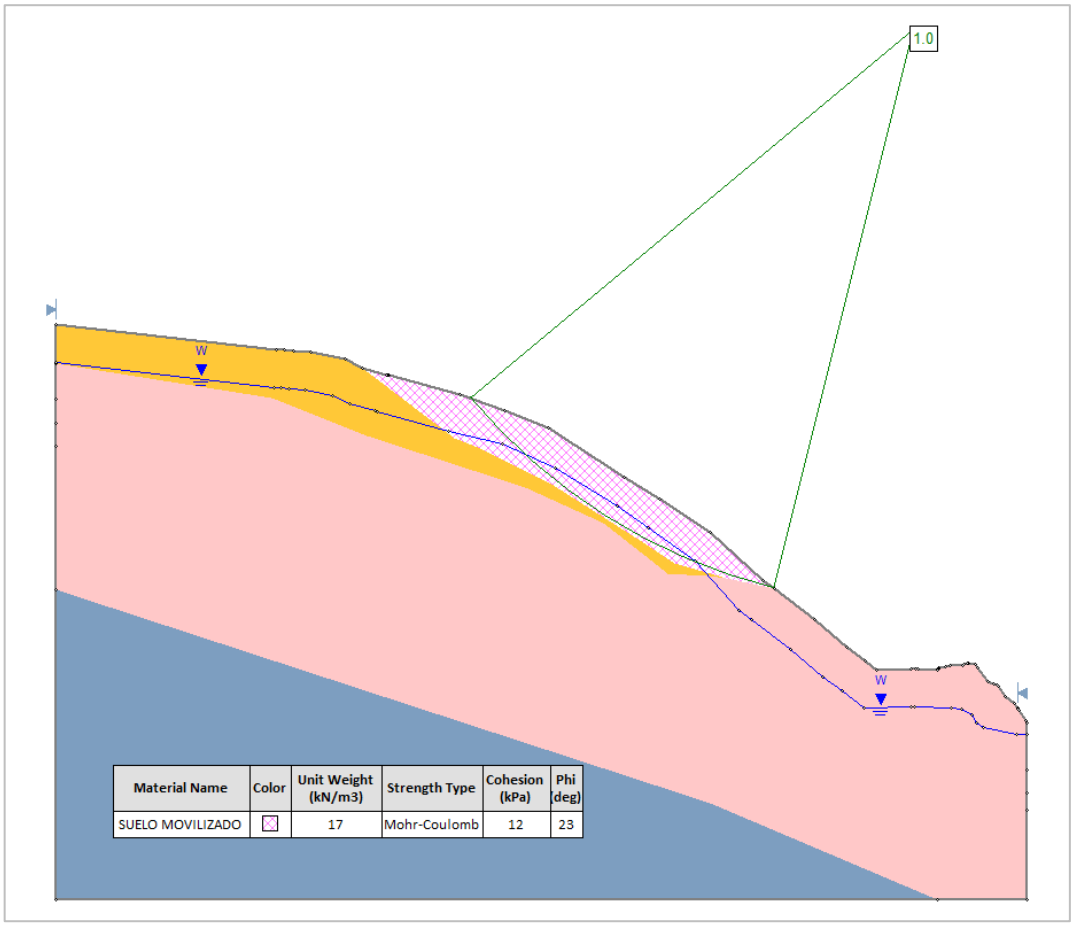
En la siguiente ilustración, la línea color rojo corresponde al perfil de análisis representativo. La calibración de los parámetros por retrocálculo se precisó para este perfil en particular.

FIGURA 31. PERFIL DE ANÁLISIS



Según lo anterior, se presentan los parámetros finalmente adoptados, considerando la metodología de retrocálculo que permitió calibrar los parámetros de resistencia del depósito inestable.

FIGURA 32. RETROCÁLCULO



11.5. MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

Con base en la investigación del subsuelo realizada en el año 2024 y la complementaria en el año 2026, incluida la revisión de la geología y la definición de la estratigrafía de acuerdo con las propiedades de resistencia de los materiales encontrados, se define el modelo considerando la localización en planta de las zonas potencialmente inestables (deslizamiento rotacional).

En este sentido, teniendo en cuenta la topografía actualizada, condiciones geomorfológicas y proyección de ubicación de las obras, se definió el perfil más crítico y representativo para los análisis (K0+060).

En las siguientes imágenes, se presenta el Modelo GG para el perfil de análisis definido.

.

FIGURA 33. PERFIL DE ANÁLISIS – 0+060

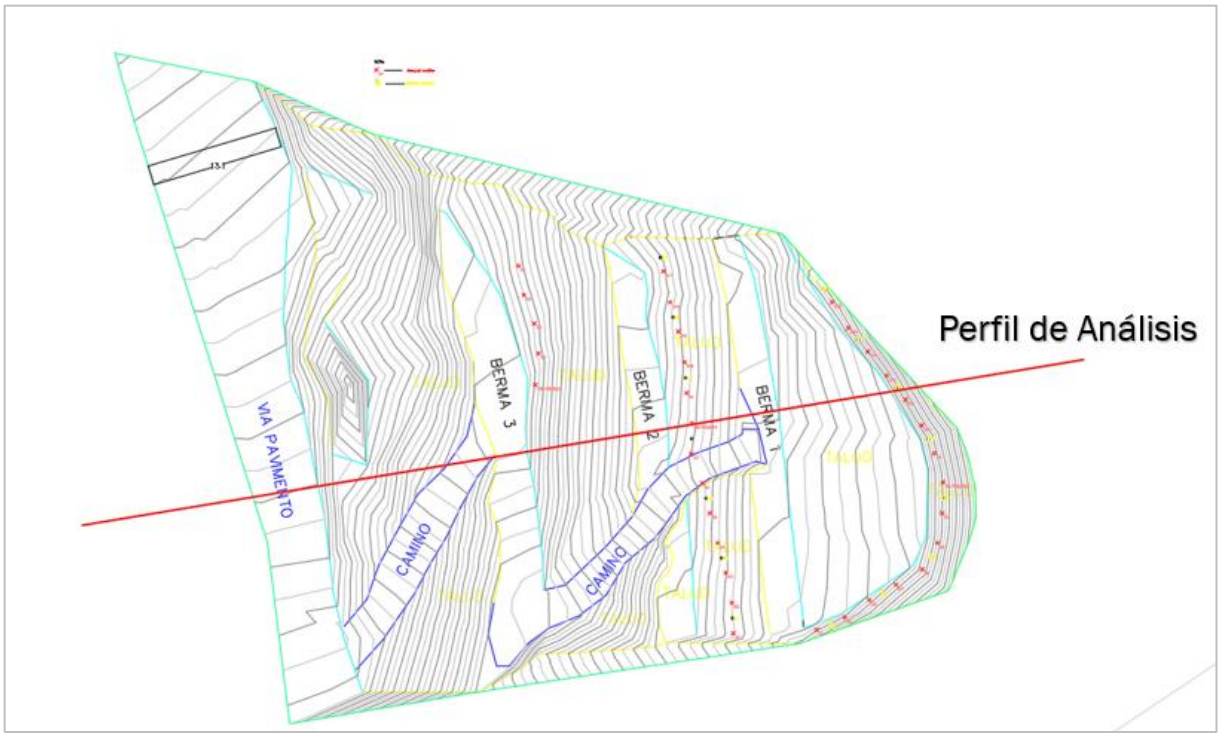
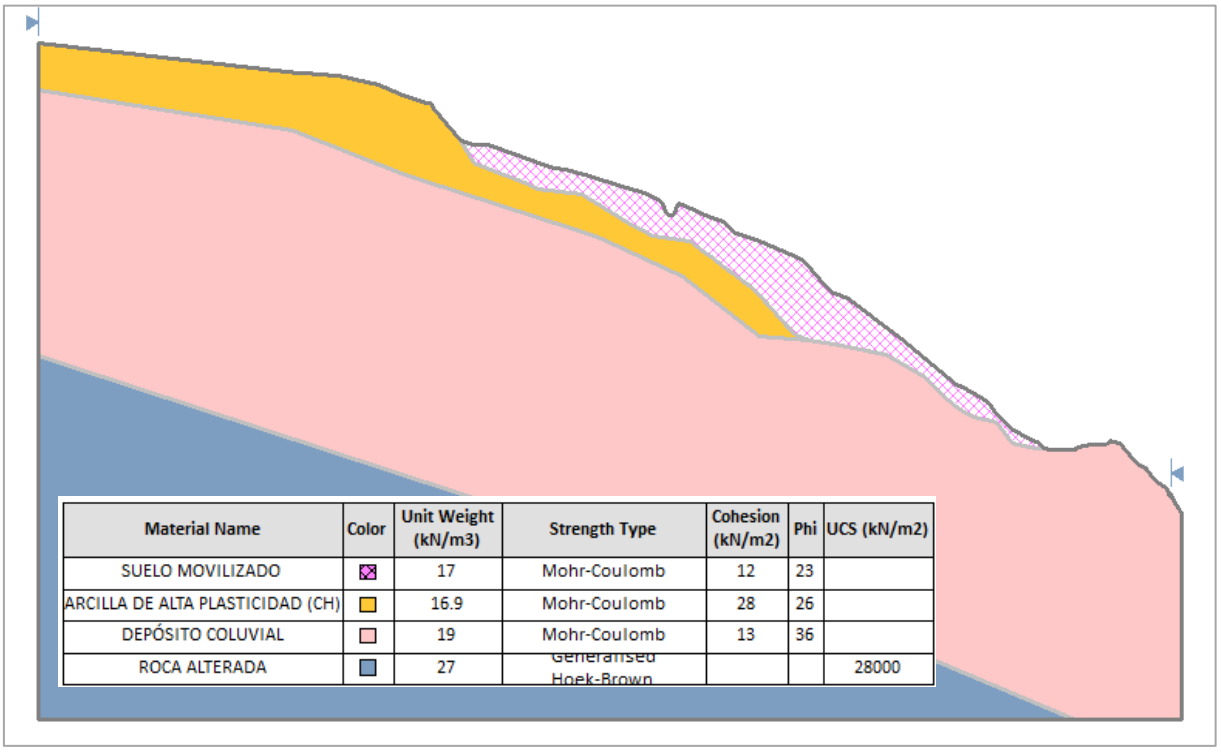


FIGURA 34. MODELO GEOTÉCNICO



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	UCS (kN/m2)
SUELO MOVILIZADO		17	Mohr-Coulomb	12	23	
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD (CH)		16.9	Mohr-Coulomb	28	26	
DEPÓSITO COLUVIAL		19	Mohr-Coulomb	13	36	
ROCA ALTERADA		27	Generalised Hoek-Brown			28000

TABLA 18. RESUMEN PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

MATERIAL	ϕ	c'	γ	k	qu	GSI	mi	D
	(°)	kPa	(kN/m³)	(m/s)	(MPa)	-	-	-
SUELO INESTABLE	23	12	17,0	-	-	-	-	-
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD (CH)	26	28	16,9	1E-08	-	-	-	-
DEPÓSITO COLUVIAL	36	13	19,0	1E-05	-	-	-	-
ROCA ALTERADA	-	-	27	1E-06	28	30	26	0

La definición de los parámetros de resistencia y permeabilidad de los materiales identificados se realizó a partir de la integración de diferentes metodologías de análisis, considerando los resultados de la exploración geotécnica disponible, ensayos de laboratorio, interpretación geofísica y criterios reportados en la literatura técnica especializada. En el caso del suelo inestable, los parámetros resistentes fueron ajustados mediante procesos de retrocálculo, buscando reproducir de manera consistente las condiciones de inestabilidad observadas en campo y el comportamiento global de la ladera. Para el depósito coluvial, fue posible alcanzar una caracterización más robusta gracias a la información derivada de las líneas sísmicas ejecutadas en el año 2026, las cuales permitieron refinar la estratigrafía, estimar propiedades dinámicas y establecer correlaciones con parámetros geotécnicos equivalentes. De manera complementaria, los valores de permeabilidad asignados responden a la naturaleza granulométrica y al grado de cementación de cada material, siendo coherentes con rangos típicos reportados para suelos finos y depósitos heterométricos similares, garantizando así la representatividad de los parámetros adoptados para los análisis de estabilidad y modelaciones realizadas.

12. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

12.1. CONSIDERACIONES GENERALES

- Para los análisis de estabilidad realizados, se consideró tener en cuenta las condiciones actuales de la zona de estudio, tales como cargas y estructuras en el talud existente; condiciones del nivel de agua, estratigrafía y propiedades de acuerdo con la investigación del subsuelo y ensayos de laboratorio.

- Para los análisis geotécnicos del área de estudio, se definió un (1) perfil crítico de análisis, considerando las zonas de falla presentes y la delimitación preliminar del área de estudio. Adicionalmente, El análisis que se propone está enfocado en establecer la incidencia de condiciones en el modelo geotécnico, tal como el agua y el sismo; a partir de ello proponer las obras más adecuadas para el control del problema actual.

- Para los análisis de estabilidad efectuados, retro análisis, y obtención de los factores de seguridad en los distintos escenarios de análisis se empleó software Slide versión 6.0 de la casa Rocscience Inc.

- Se analizaron escenarios en condiciones estática y condición Seudoestática, este último involucra fuerzas debido a sismo a partir de la aceleración horizontal pico definida en la sección de aspectos sísmicos, considerando un coeficiente **Kh = 0.13**.

- Para el análisis de estabilidad de los taludes se definieron tres escenarios de nivel de agua, a partir de la información de exploración geotécnica y criterios hidrológicos. El nivel de agua bajo corresponde a las condiciones freáticas reportadas durante la exploración geotécnica realizada en el año 2024, con profundidades variables entre 6,3 m y 10,0 m respecto a la superficie del terreno. El nivel de agua de diseño (TR-20) fue establecido con base en un análisis de infiltración asociado a un periodo de retorno de 20 años, representativo de eventos de lluvia significativos y considerado como condición crítica de diseño para los análisis de estabilidad. Adicionalmente, se adoptó un nivel de agua extremo, definido a 1,00 m por debajo de la superficie del terreno, como escenario conservador que permite evaluar condiciones excepcionales de saturación. Cabe resaltar que, en la condición actual, dadas las actuales actividades de terraceo, el nivel de agua TR-20 presentó una cercanía significativa al nivel extremo, situación que resulta consistente con los detonantes de inestabilidad identificados en la zona, asociados principalmente a eventos de precipitación intensa. En este sentido, y considerando la representatividad de los escenarios para la condición

actual del talud, los análisis de estabilidad se desarrollan únicamente para los niveles de agua TR-20 y nivel bajo, los cuales enmarcan de manera adecuada el comportamiento esperado de la ladera bajo condiciones normales y de diseño.

- Los factores de seguridad a cumplir en los distintos escenarios son los recomendados por el Reglamento Colombiano Sismo resistente (NSR10). **FS=1.50** (Condición estática), **FS=1.05** (Condición Seudoestática).

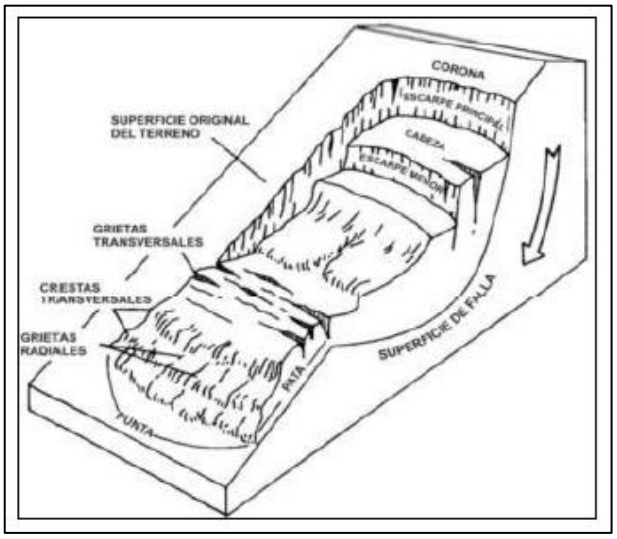
12.2. MECANISMOS DE FALLA

De acuerdo con la exploración de campo, los mecanismos de falla presentes en la zona de estudio corresponden a deslizamientos rotacionales.

Los deslizamientos rotacionales se producen sobre una superficie de ruptura que está curvada de forma cóncava hacia arriba, el movimiento de se lleva a cabo sólo a lo largo de superficies de deslizamiento internos. Las grietas expuestas son concéntricas en planta y cóncavas hacia la dirección del movimiento. En muchos procesos la superficie subyacente de ruptura, junto con las escarpas expuestas, están en forma de cuchara. El movimiento es más o menos de rotación alrededor de un eje que es paralelo a la pendiente (Sharpe, 1938; García Yagüe, 1966; Záruba & Mencl, 1969; Nemčok et al., 1972; Varnes, 1978; Cruden & Varnes, 1996; Dikau et al., 1996; Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas, 2007).

La superficie de deslizamiento no tiene que ser perfectamente circular (Dikau et al., 1996). Generalmente el desplazamiento es pequeño en relación al tamaño del bloque. El movimiento no se limita a movimientos a pequeña escala, sin embargo, puede involucrar masas mucho más grandes de roca o detritos (Sharpe, 1938), sin embargo, los deslizamientos rotacionales pueden ocurrir lenta a rápidamente, con velocidades menores a 1 m/s (Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas, 2007).

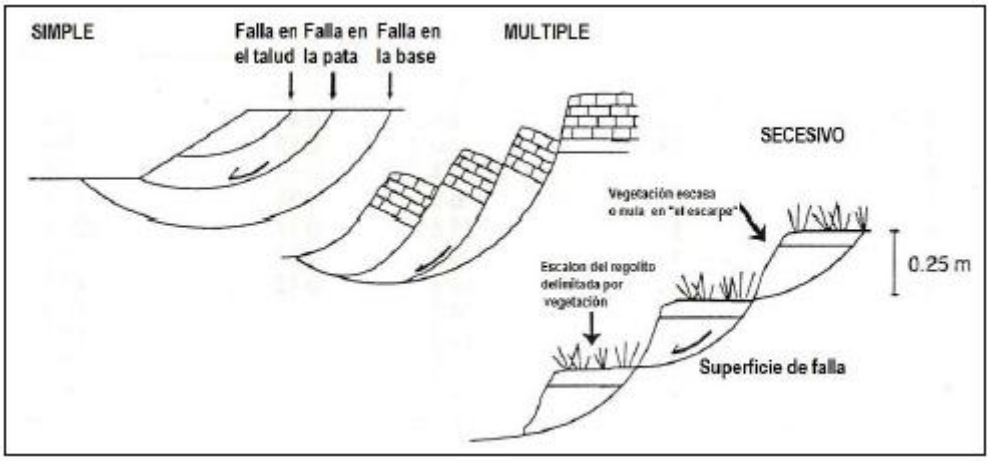
FIGURA 35. ESQUEMA DE DESLIZAMIENTO ROTACIONAL



FUENTE: TOMADO DE HTTP://WWW.GSA.STATE.AL.US.

Estos procesos comúnmente se subdividen en rotacionales simples, múltiples y sucesivos (Hutchinson, 1988; Dikau et al., 1996), con muchas características en común; también se pueden diferenciar por su ocurrencia en roca, detritos o suelo, donde difieren en el grado de desintegración de la masa deslizada y en las características de depositación.

FIGURA 36. SUBDIVISIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES EN SIMPLES, MÚLTIPLES Y SUCESIVOS.



FUENTE: DIKAU ET AL. (1996)

Los deslizamientos rotacionales simples se caracterizan por la presencia de una sola superficie falla, la masa se desliza hacia arriba sobre la superficie cóncava, y se mueve como una unidad esencialmente coherente (Hutchinson, 1988). Se pueden subdividir de acuerdo con la posición de la superficie de corte como: falla en el talud, falla en la pata o falla en la base. Una característica adicional en un deslizamiento rotacional es el bajo grado de deformación interna en el material desplazado, lo que lo distingue de los

movimientos del tipo flujo, sin embargo, algunas veces el material de tipo suelo sufre licuación y se transforma en un flujo (Dikau et al., 1996).

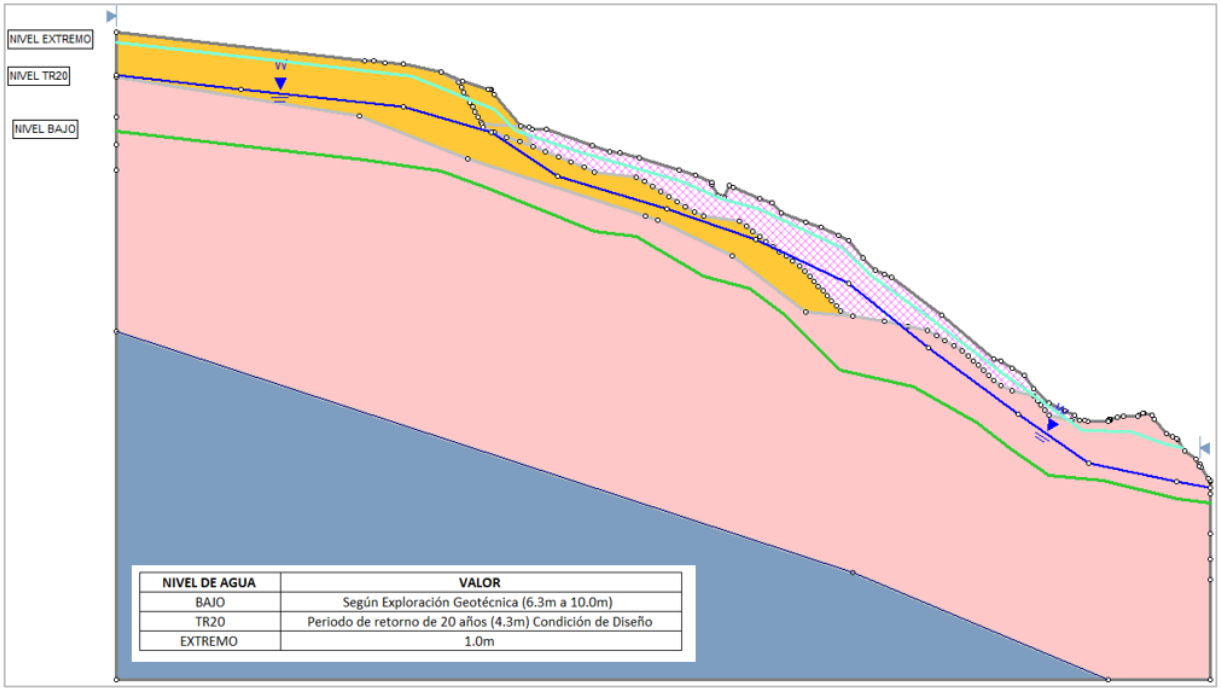
Los deslizamientos rotacionales sucesivos corresponden a una sucesión de deslizamientos rotacionales superficiales, dispuestos desde la cabeza a la pata de una ladera y por lo general retrogresivos. En corte, cada componente es un deslizamiento, por lo general van de poco profundos a moderadamente profundos (Hutchinson, 1988). Muchos deslizamientos sucesivos son superficiales a moderadamente profundos, pero de considerable extensión lateral (Dikau et al., 1996).

Los rotacionales múltiples corresponden a la formación de dos o más bloques de deslizamientos, cada uno con superficie curva que se desliza hacia arriba, las superficies cóncavas son tangenciales y por lo general son profundos, y de superficie antideslizante (Hutchinson, 1988; Dikau et al., 1996). Con el aumento del número de deslizamientos, se vuelve más traslacional por la forma escalonada, aunque, en su defecto, cada bloque deslizado en sí gira hacia atrás se desarrollan con dos o más unidades y cada una se desliza sobre su propia superficie que intercepta con una gran superficie basal de deslizamiento (Hutchinson, 1988).

13. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN

Este capítulo presenta los diferentes escenarios de modelación geotécnica desarrollados con el fin de evaluar la estabilidad global del talud y definir la solución definitiva que garantice el cumplimiento de los factores de seguridad exigidos por la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10. Los análisis se realizaron mediante modelación numérica en el software Slide, considerando condiciones estáticas y pseudo-estáticas, así como distintos niveles de agua representativos de la condición actual y de diseño.

FIGURA 37. NIVELES DE AGUA DEFINIDOS



13.1. CRITERIOS NORMATIVOS

Los factores de seguridad mínimos adoptados para la evaluación corresponden a los establecidos por la NSR-10 para estabilidad de taludes, considerando:

- **Condición estática:**
  FS ≥ 1,50

- **Condición pseudo-estática:**
  FS ≥ 1,05

Los análisis se efectuaron para dos escenarios hidráulicos previamente definidos: nivel de agua bajo y nivel de agua TR-20, este último considerado como condición de diseño.

13.2. METODOLOGÍA GENERAL DE LAS MODELACIONES

La estrategia de modelación se basó en un enfoque incremental, en el cual se partió de la condición actual del talud y se fueron incorporando progresivamente diferentes medidas de estabilización, con el objetivo de identificar su contribución individual y conjunta al incremento del factor de seguridad.

Cada escenario fue evaluado bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas, permitiendo verificar el desempeño del sistema ante acciones sísmicas y variaciones en el nivel freático.

13.3. DESCRIPCIÓN DE LOS ESCENARIOS ANALIZADOS

13.3.1. ESCENARIO 1 – Condición Inicial (Antes de intervenciones)

Este escenario representa la geometría original del talud, previa a la implementación de obras de estabilización. Los resultados muestran factores de seguridad inferiores a los valores mínimos exigidos por la NSR-10, tanto en condición estática como pseudo-estática, para los niveles de agua bajo y TR-20, evidenciando una condición generalizada de inestabilidad.

13.3.2. ESCENARIO 2 – Condición actual con terraceo

Se modeló la geometría resultante de las actividades de terraceo ejecutadas a la fecha. Aunque se observa una mejora parcial en los factores de seguridad, los resultados indican que el talud continúa sin cumplir los criterios normativos, especialmente bajo el nivel de agua TR-20, lo cual confirma que el terraceo por sí solo no constituye una solución definitiva.

13.3.3. ESCENARIO 3 – Terraceo + Sistema de anclajes activos

En este escenario se incorporan tres filas de anclajes activos de 4” de diámetro y 48 ton de capacidad, dispuestos con separación centro a centro de 3,0 m. La modelación evidencia un incremento en los factores de seguridad, particularmente en condición de nivel bajo; sin embargo, bajo el nivel TR-20 los valores obtenidos aún resultan insuficientes, destacando la influencia crítica del agua en la estabilidad global.

13.3.4. ESCENARIO 4 – Terraceo + anclajes activos y drenes 20m

Adicionalmente a los anclajes, se integró un sistema de drenes horizontales de 3” de diámetro, inclinados 5° con respecto a la horizontal, con separación de 6.0m centro a centro y longitud de 20m. La inclusión del drenaje permitió una reducción significativa de las presiones de poros, reflejándose en un aumento relevante del factor de seguridad, logrando cumplir los requisitos normativos en condición de nivel bajo, pero aún con incumplimientos puntuales para el nivel TR-20.

13.3.5. ESCENARIO 5 – Sistema Mixto (Anclajes y Drenes) con muro de contención inferior

Este escenario incorpora un muro de contención en la parte inferior del talud, complementado con drenes horizontales de 20m de longitud. La modelación muestra una mejora sustancial del comportamiento global del talud, con factores de seguridad que cumplen los valores exigidos en condición de nivel bajo y se aproximan al cumplimiento para el nivel TR-20.

13.3.6. ESCENARIO 6 – Sistema Mixto (Anclajes y Drenes) + muro de contención inferior con anclajes pasivos

Este escenario incorpora un muro de contención en la parte inferior del talud, complementado con drenes horizontales de 20m de longitud, adicional a la alternativa previa se incluye una fila de anclajes pasivos de 20 ton de capacidad y longitud de 20m. Este escenario evidencia un desempeño satisfactorio bajo condición estática y pseudo-estática para el nivel de agua bajo, y un cumplimiento parcial bajo TR-20, confirmando que el control hidráulico es determinante en la estabilidad del sistema.

13.3.7. ESCENARIO 7 – Solución definitiva propuesta

El escenario final integra de manera conjunta:

Sistema de anclajes activos (Taludes 1, 2 y 3)
Drenes horizontales (2 filas superiores de 20m y 2 filas inferiores de 30m)
Muro de contención inferior con drenaje y anclajes pasivos de 20m.

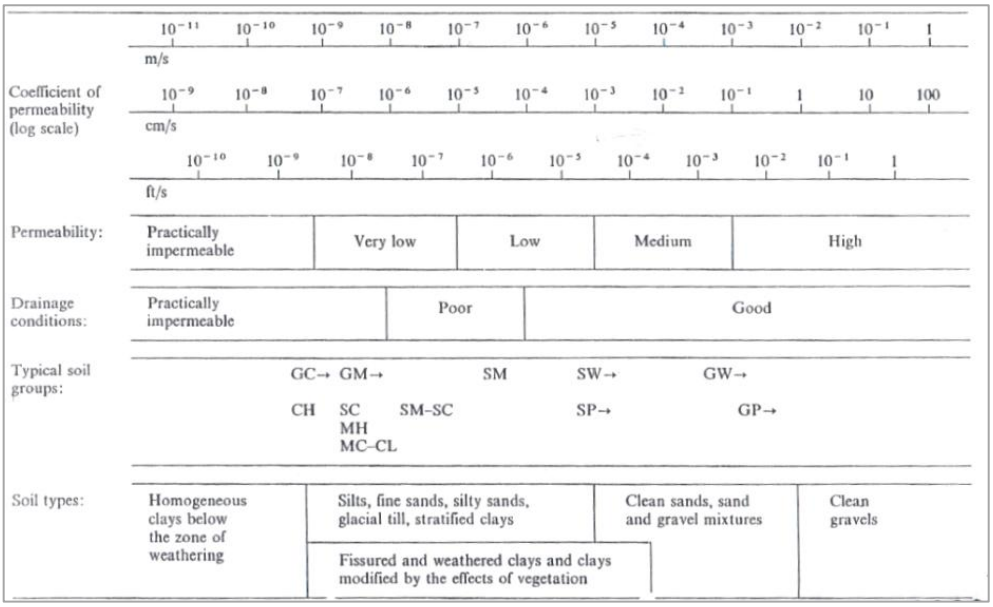
Los resultados obtenidos cumplen los factores de seguridad mínimos exigidos por la NSR-10 tanto en condición estática como pseudo-estática, para los niveles de agua bajo y TR-20, por lo cual esta configuración se adopta como solución definitiva de estabilización.

13.4. ANÁLISIS NIVEL FREÁTICO CON DRENES HORIZONTALES

Teniendo en cuenta que se plantean alternativas con el uso de drenes horizontales para el control del agua subsuperficial, se presenta a continuación el análisis y modelación mediante elementos finitos, del nivel freático considerando el uso de drenes horizontales. Los análisis de estabilidad se realizaron por medio del software Slide v.6.0, definiendo las condiciones de frontera, y una malla de análisis con un número de elementos equivalente a 1000, con tipo de elemento triangular de tres nodos.

Asimismo, fueron seleccionadas las propiedades hidráulicas para cada material, esto dependiendo del tipo de material, de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en los especímenes extraídos. Los valores de permeabilidad de los materiales empleados en el análisis fueron obtenidos de la siguiente tabla de rangos típicos de permeabilidades y la correlación para suelos cohesivos a partir del límite plástico e índice de plasticidad. Posteriormente se presenta el resumen de las propiedades hidráulicas de los materiales en cuestión.

TABLA 19. VALORES TÍPICOS DE PERMEABILIDAD PARA SUELOS



FUENTE: (CARTER & BENTLEY, 1991)

Adicionalmente, se obtuvieron valores de permeabilidades (k), a partir de la formulación propuesta por Carrier and Beckman (1984) que se presenta a continuación:

$$k(\mathrm{m/s}) \approx \frac{0.0174}{1+e}\left\{\frac{e-0.027(PL-0.242PI)}{PI}\right\}^{4.29}$$

FIGURA 38. ENMALLADO DRENES HORIZONTALES

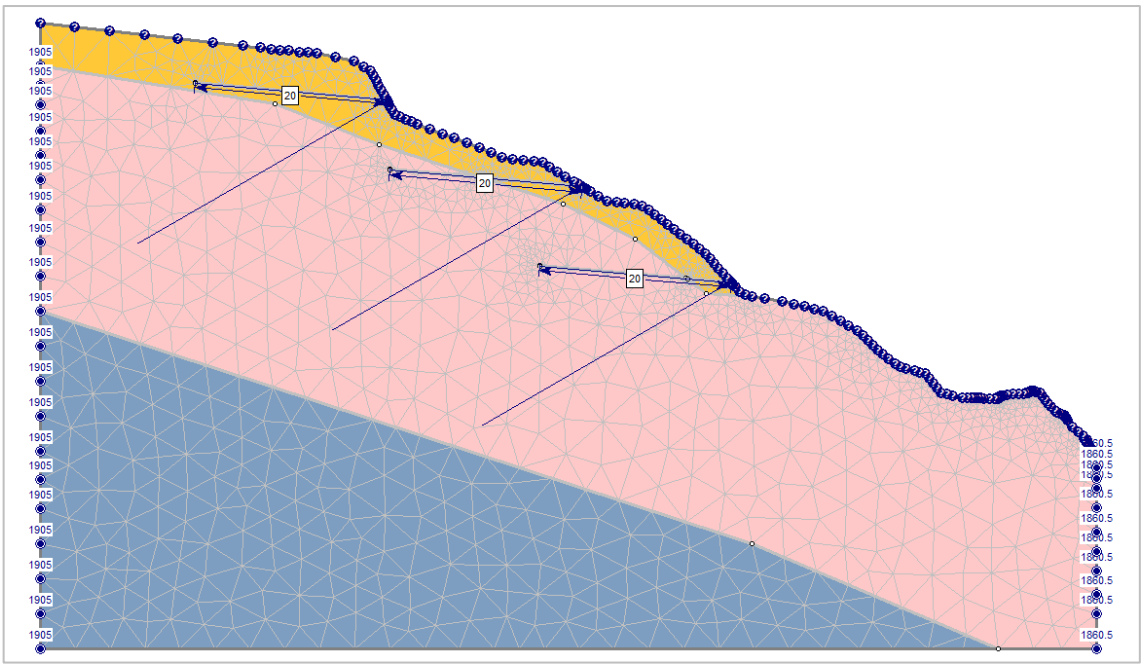


FIGURA 39. PROPIEDADES DRENES HORIZONTALES

$$k_{prom} = \frac{kgeo \cdot D \cdot \left(\frac{B}{s}+1\right) + ks \cdot \left(B - \left(D \cdot \left(\frac{B}{s}+1\right)\right)\right)}{B}$$

D:	Diámetro del dren	D =	0,080	m
B:	Ancho de análisis	B =	100	m
s:	Separación de drenes	s=	6	m
ks:	Permeabilidad del suelo	ks=	1,E-05	cm/s
kgeo:	Permeabilidad geotextil	kgeo=	4,E-01	cm/s

kprom= 5,38E-03 cm/s

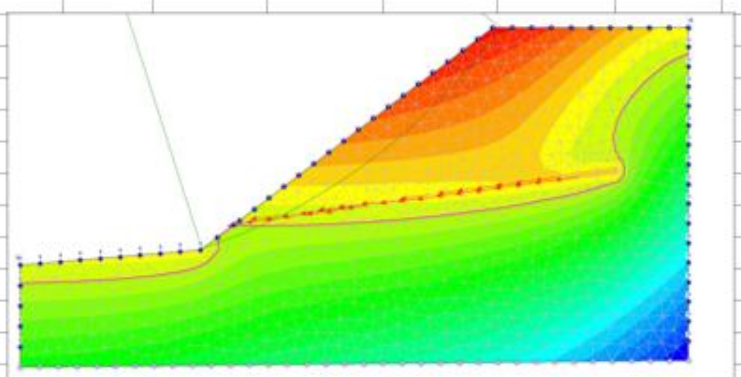


FIGURA 40. ANÁLISIS FEA DRENES HORIZONTALES – 3 FILAS DE DRENES

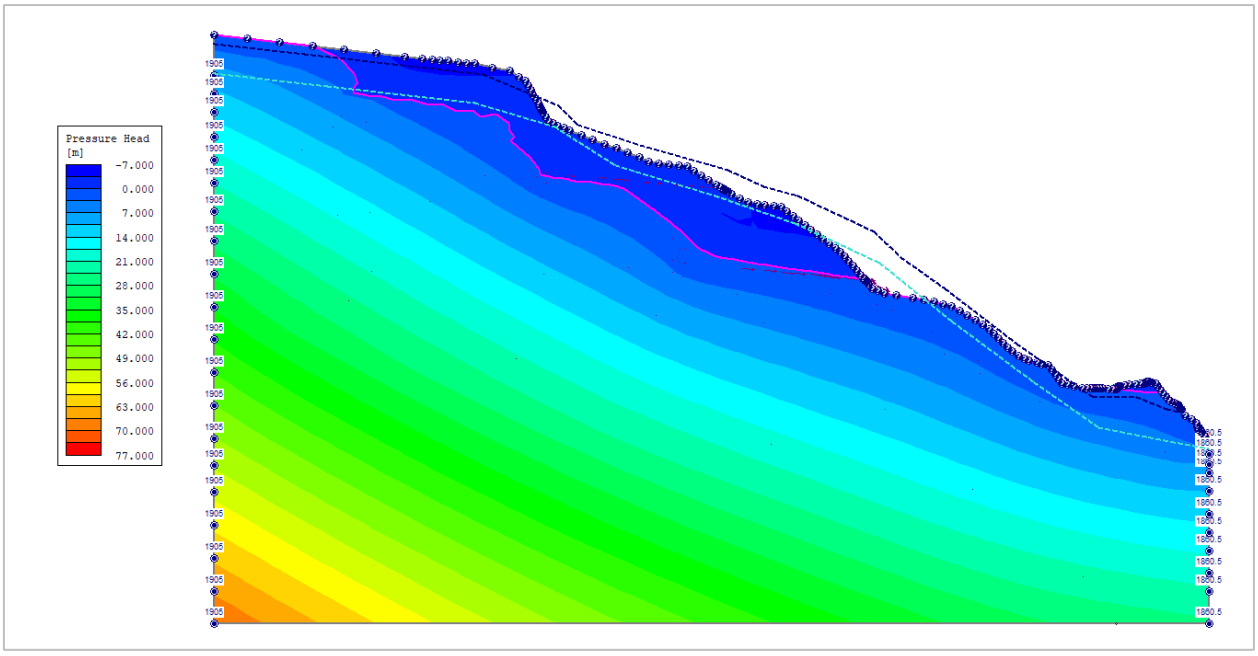
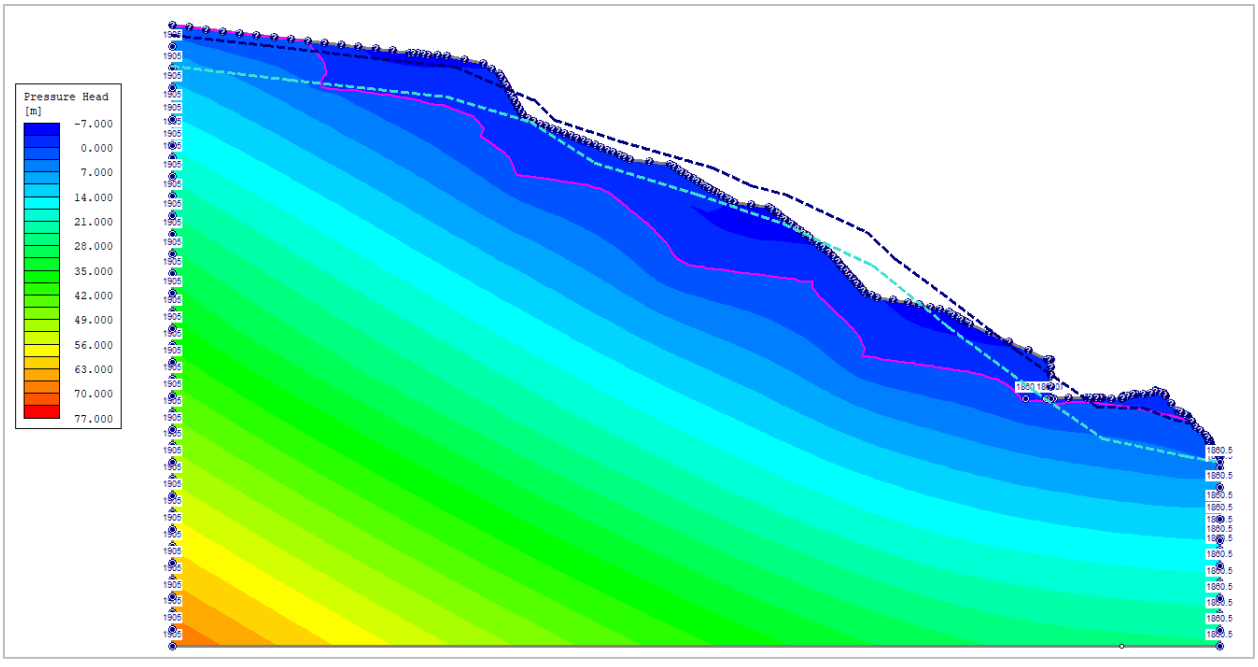


FIGURA 41. ANÁLISIS FEA DRENES HORIZONTALES – 4 FILAS DE DRENES



13.5. RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN

13.5.1. ESCENARIO 1

FIGURA 42 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - ESTÁTICO- TR20

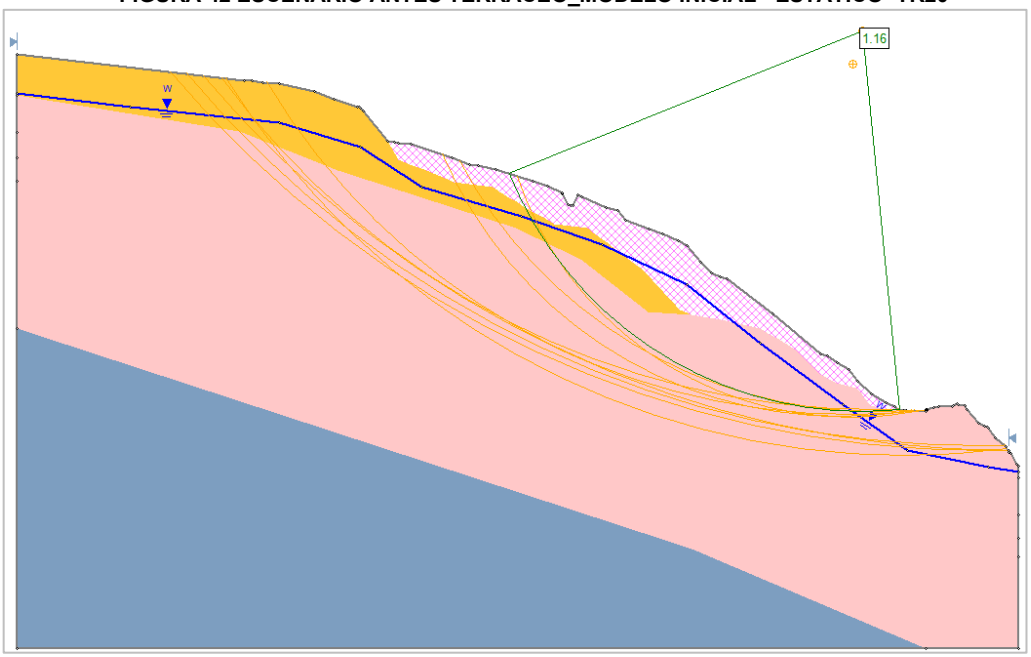


FIGURA 43 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - PSEUDOESTÁTICO- TR20

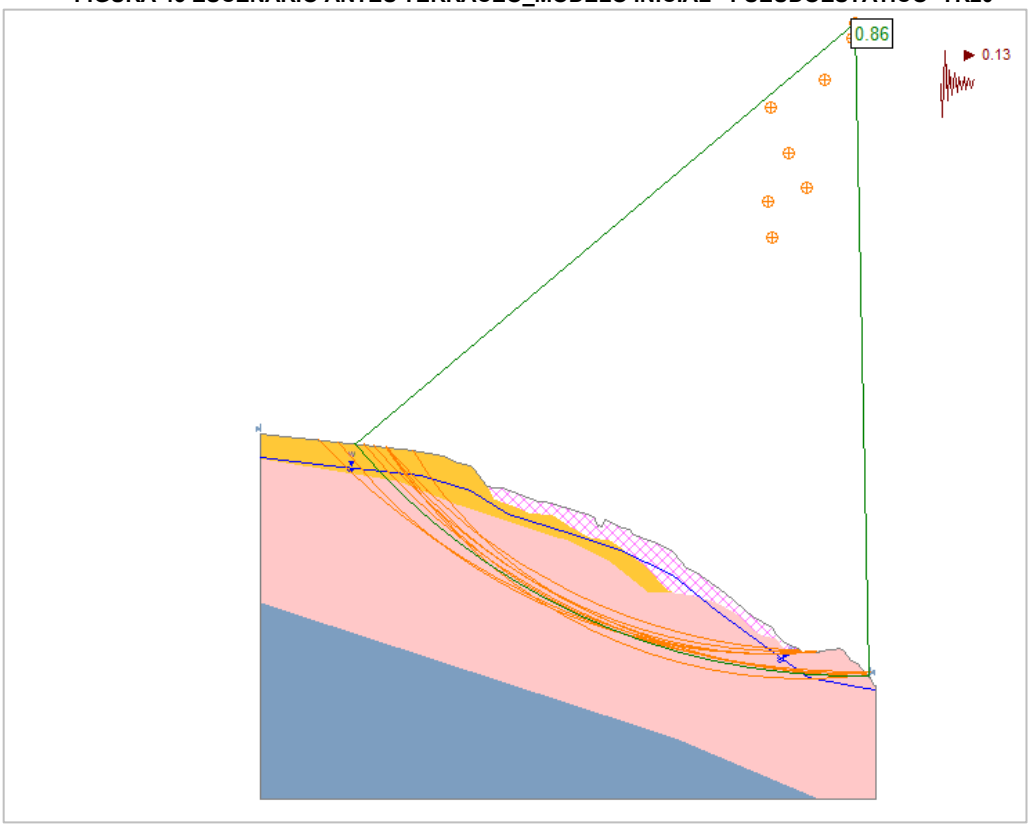


FIGURA 44 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - ESTÁTICO- BAJO

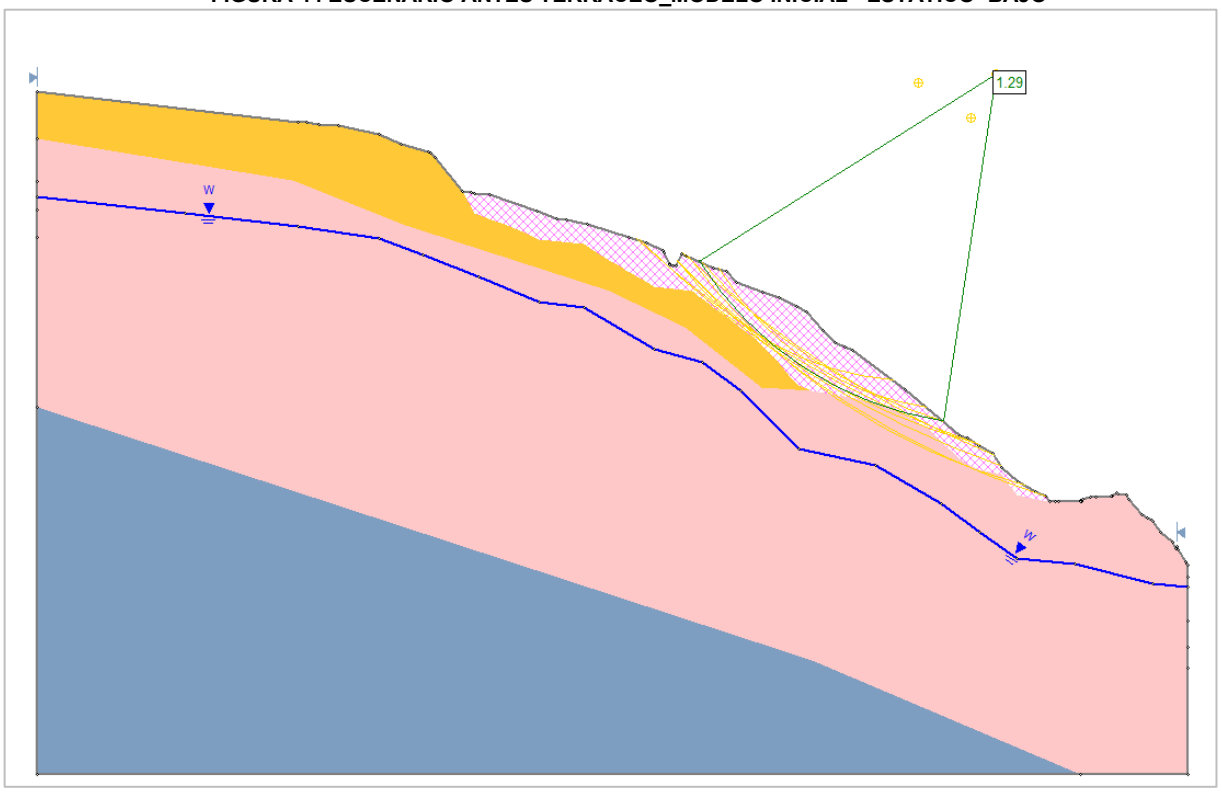
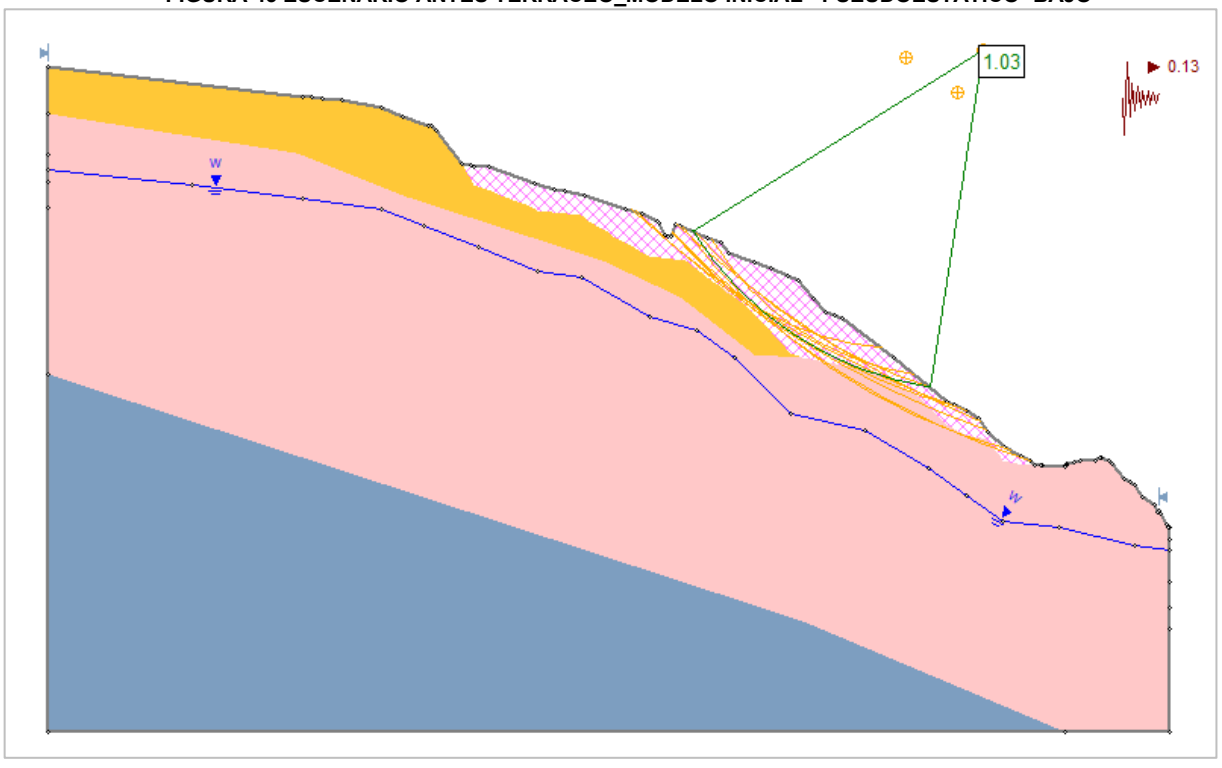


FIGURA 45 ESCENARIO ANTES TERRACEO_MODELO INICIAL - PSEUDOESTÁTICO- BAJO



13.5.2. ESCENARIO 2

FIGURA 46 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_ESTÁTICO- TR20

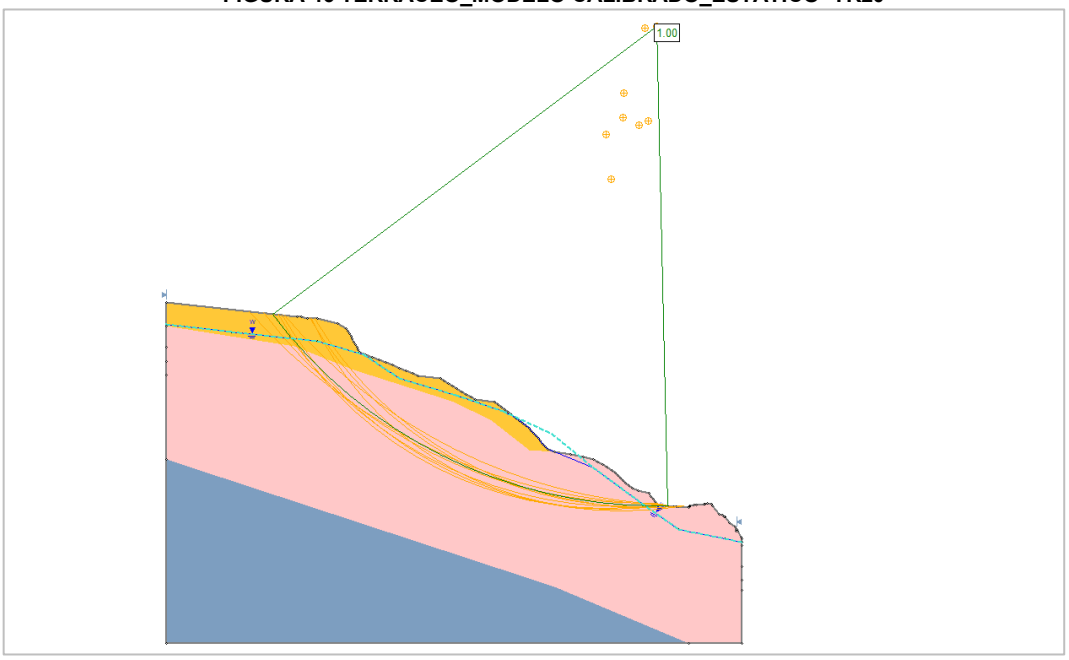


FIGURA 47 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_PSEUDOESTÁTICO- TR20

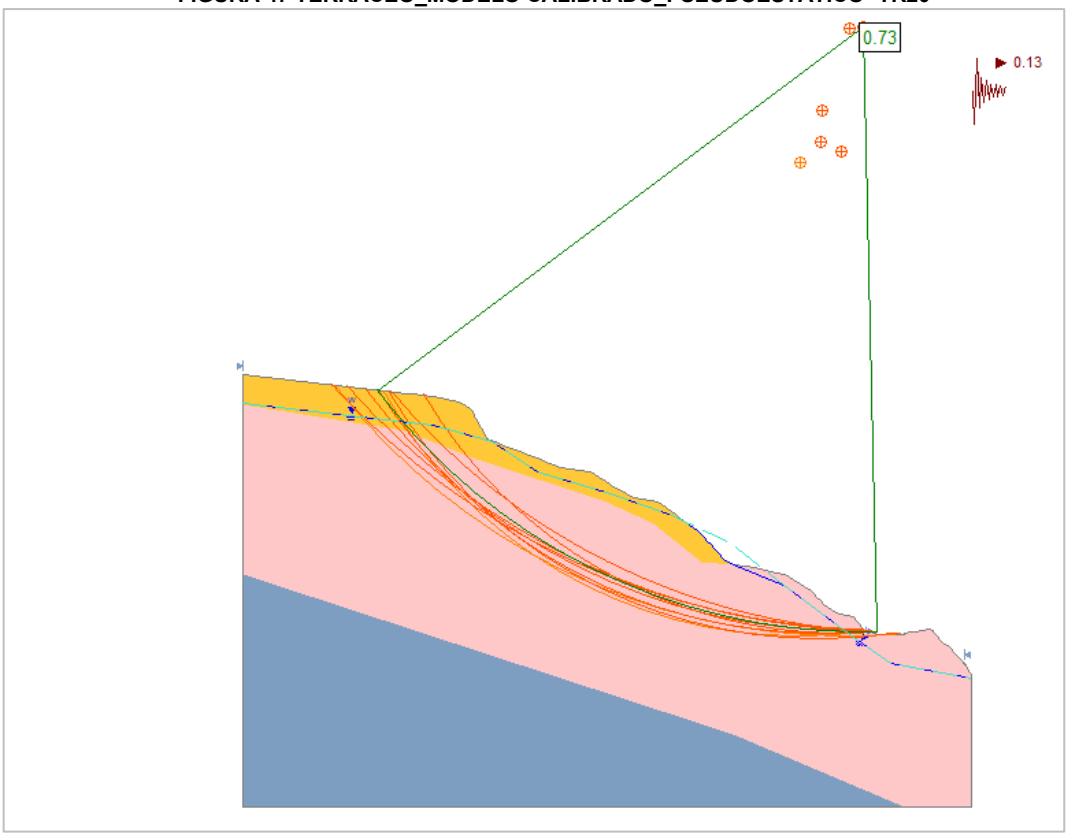


FIGURA 48 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_ESTÁTICO- BAJO

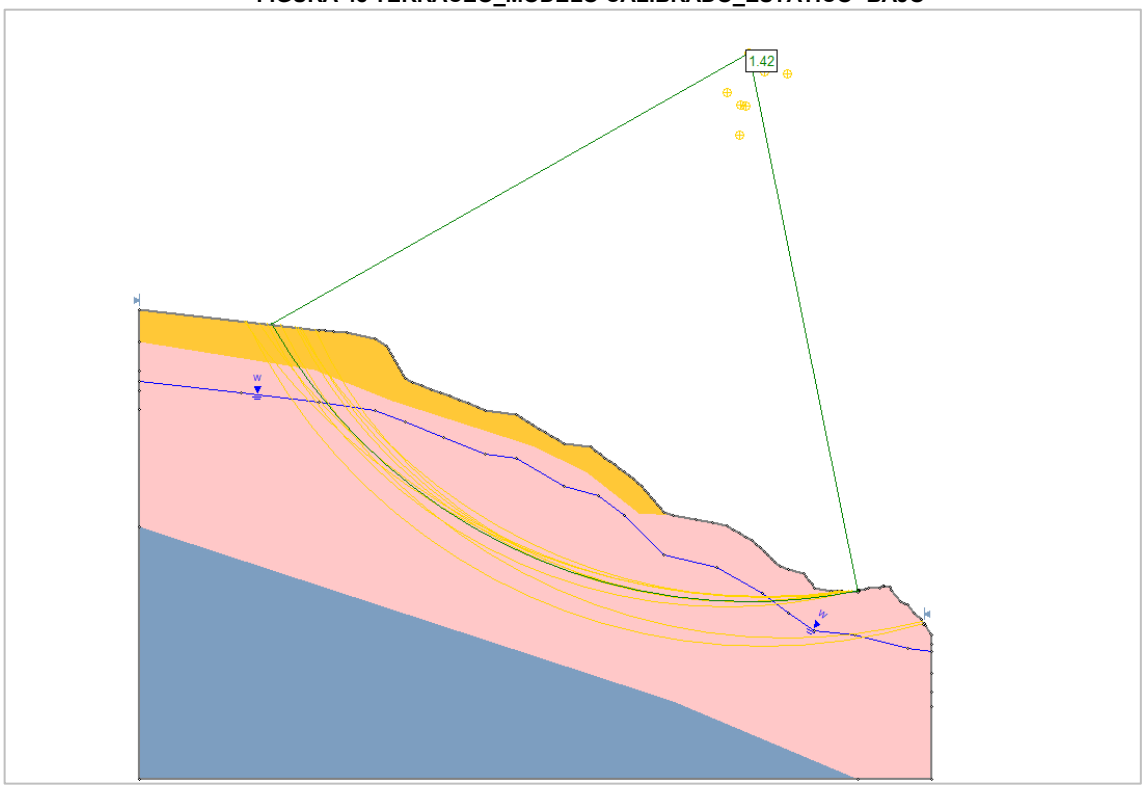
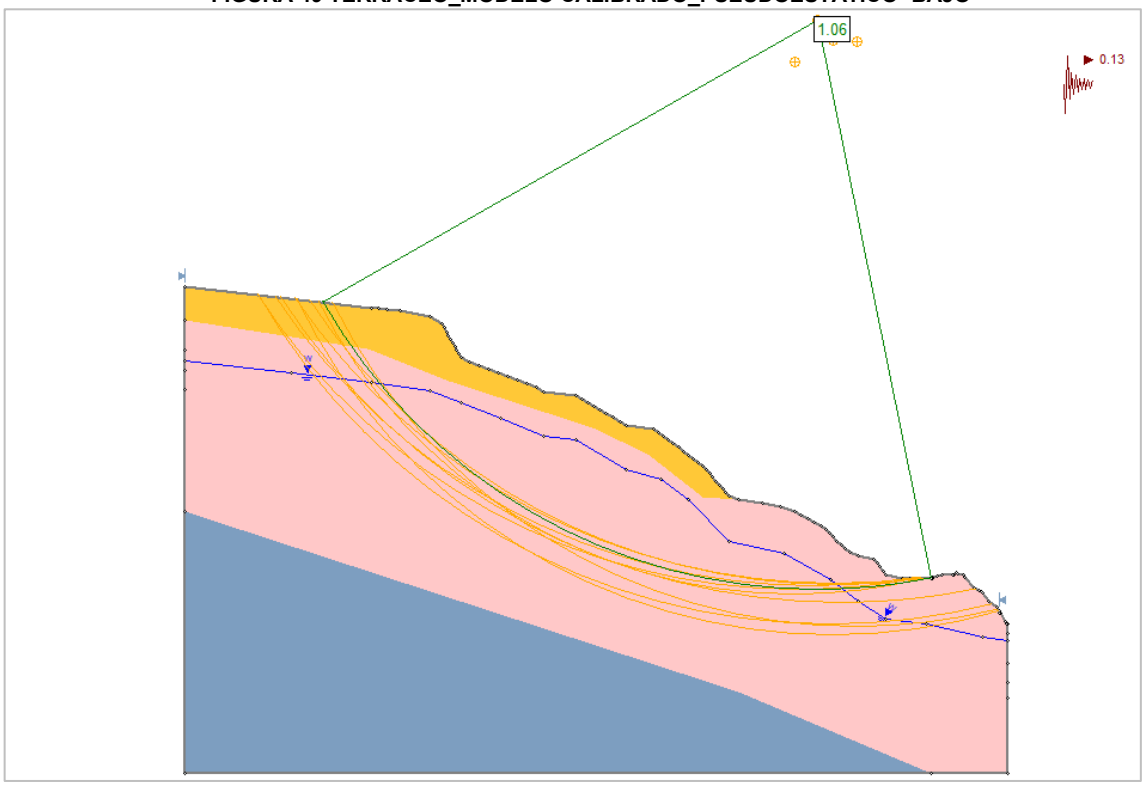


FIGURA 49 TERRACEO_MODELO CALIBRADO_PSEUDOESTÁTICO- BAJO



13.5.3. ESCENARIO 3

FIGURA 50 OBRA_ANCLAJES_ESTÁTICO-TR20

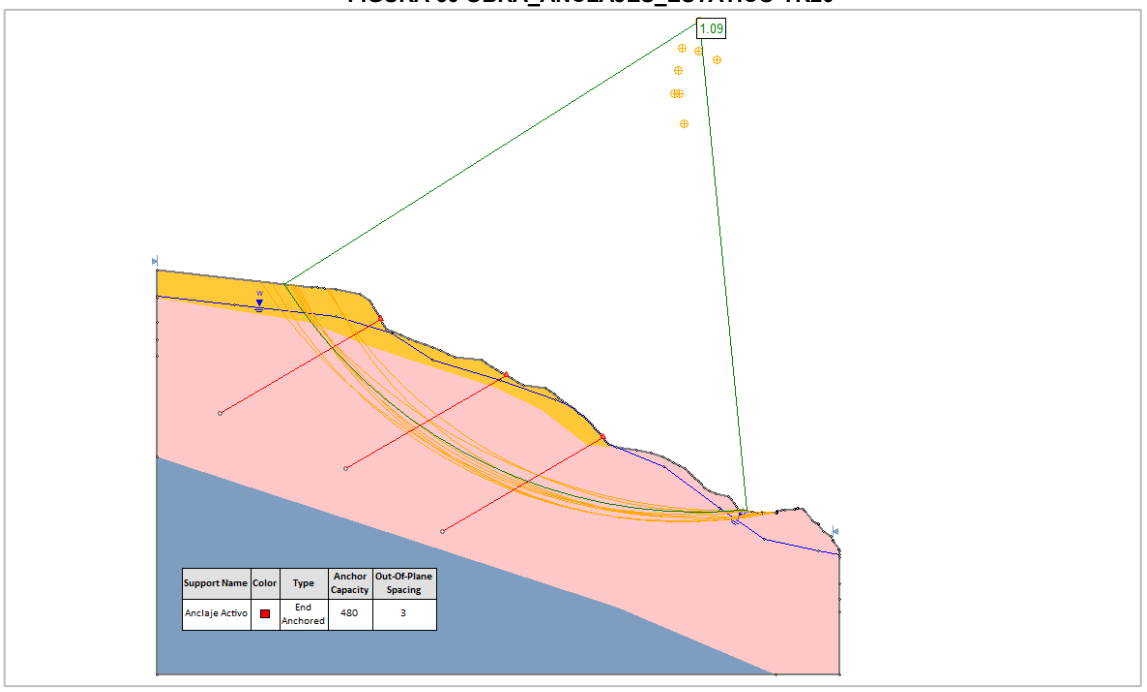


FIGURA 51 OBRA_ANCLAJES_PSEUDOESTÁTICO-TR20

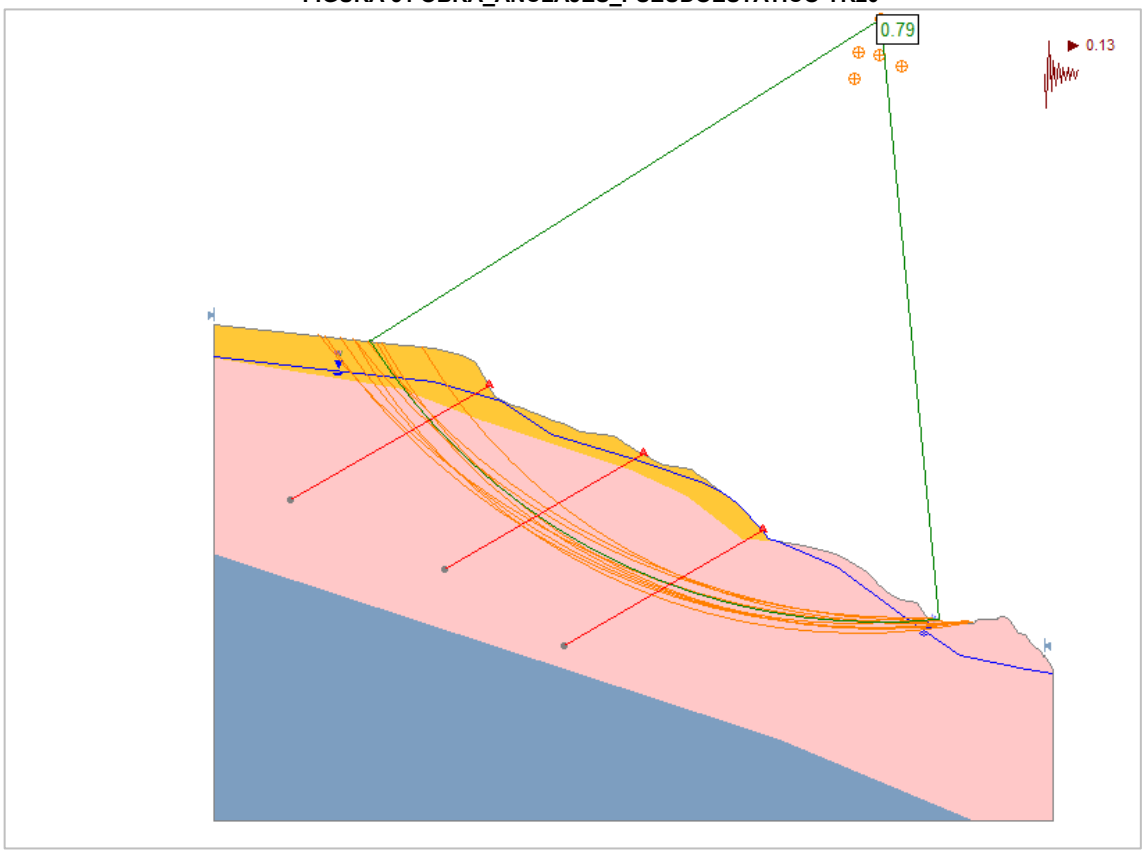


FIGURA 52 OBRA_ANCLAJES_ESTÁTICO-BAJO

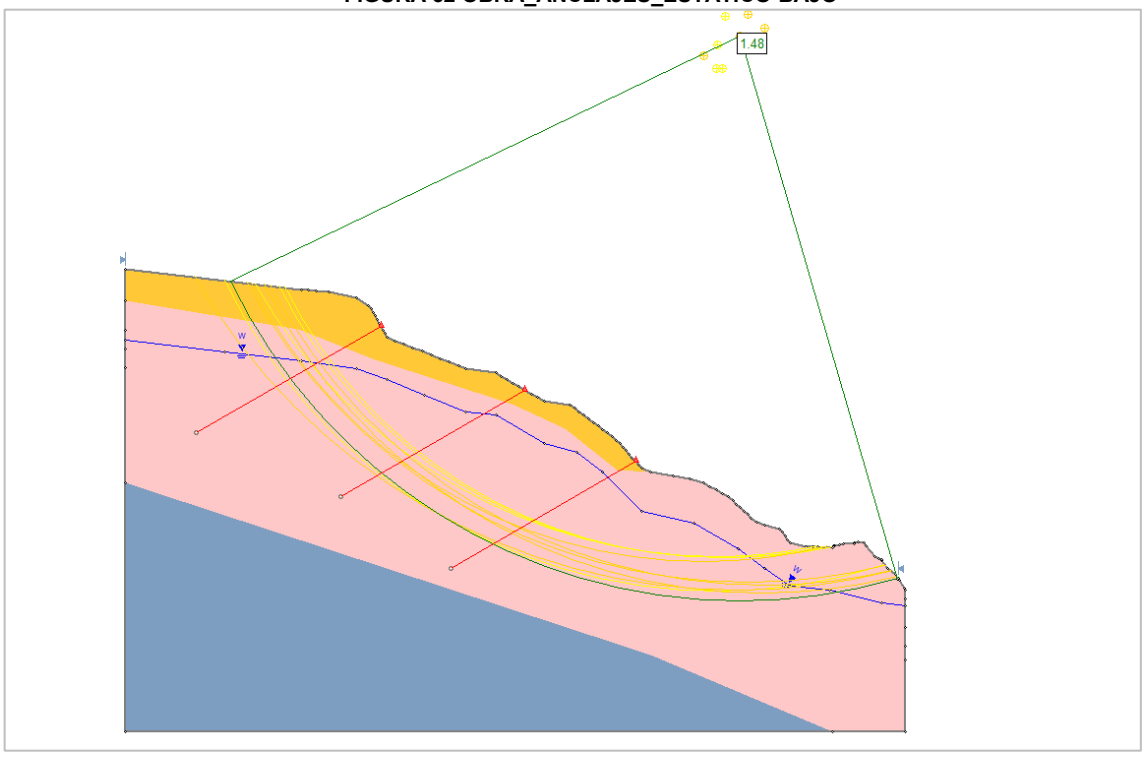
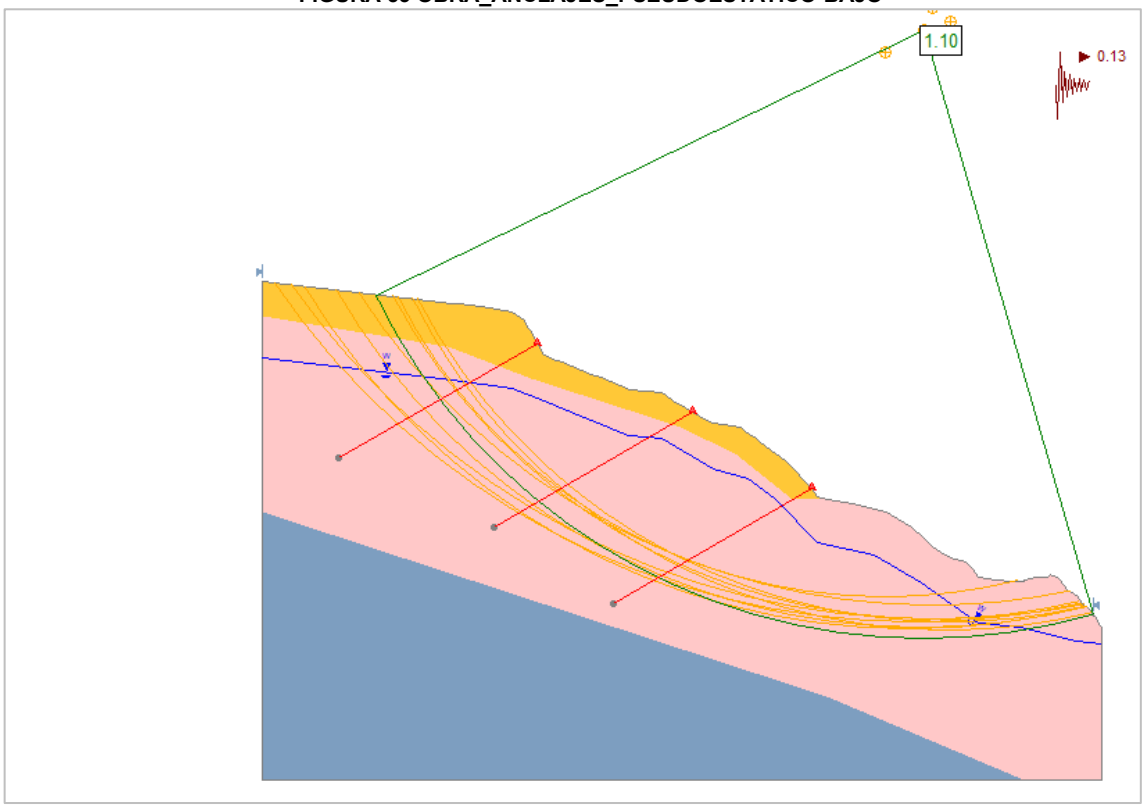


FIGURA 53 OBRA_ANCLAJES_PSEUDOESTÁTICO-BAJO



13.5.4. ESCENARIO 4

FIGURA 54 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_ESTÁTICO- TR20

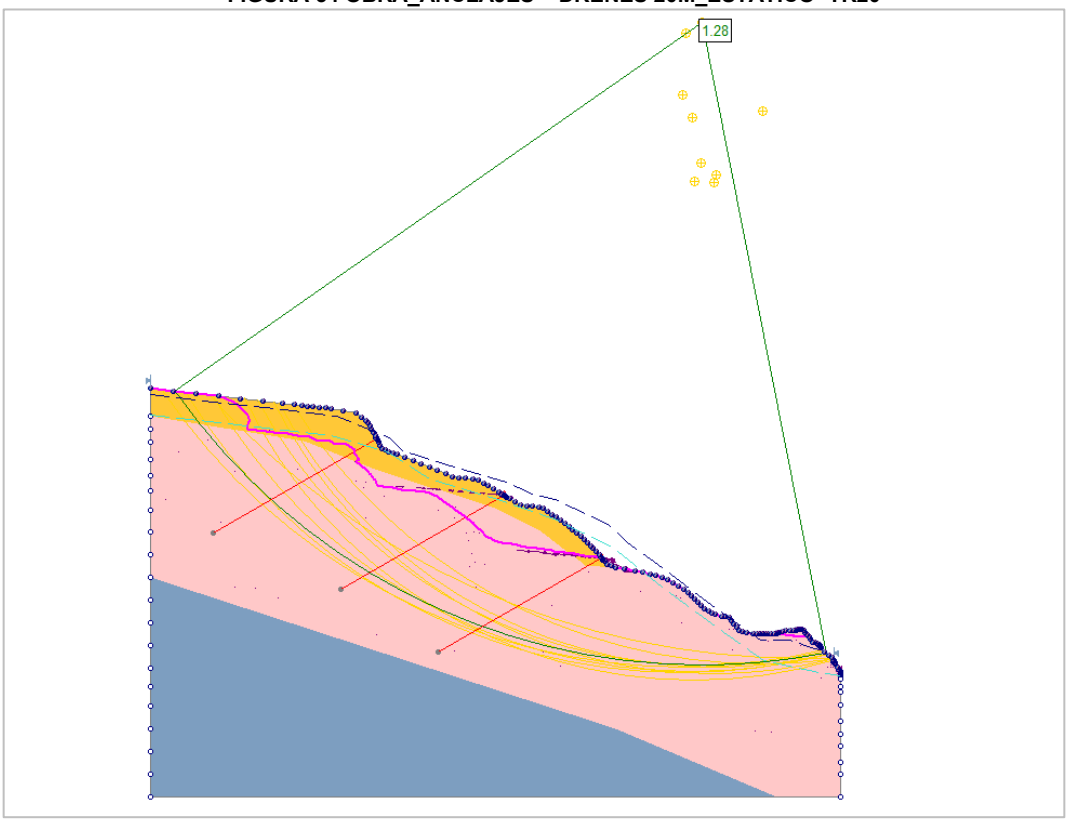


FIGURA 55OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_PSEUDOESTÁTICO- TR20

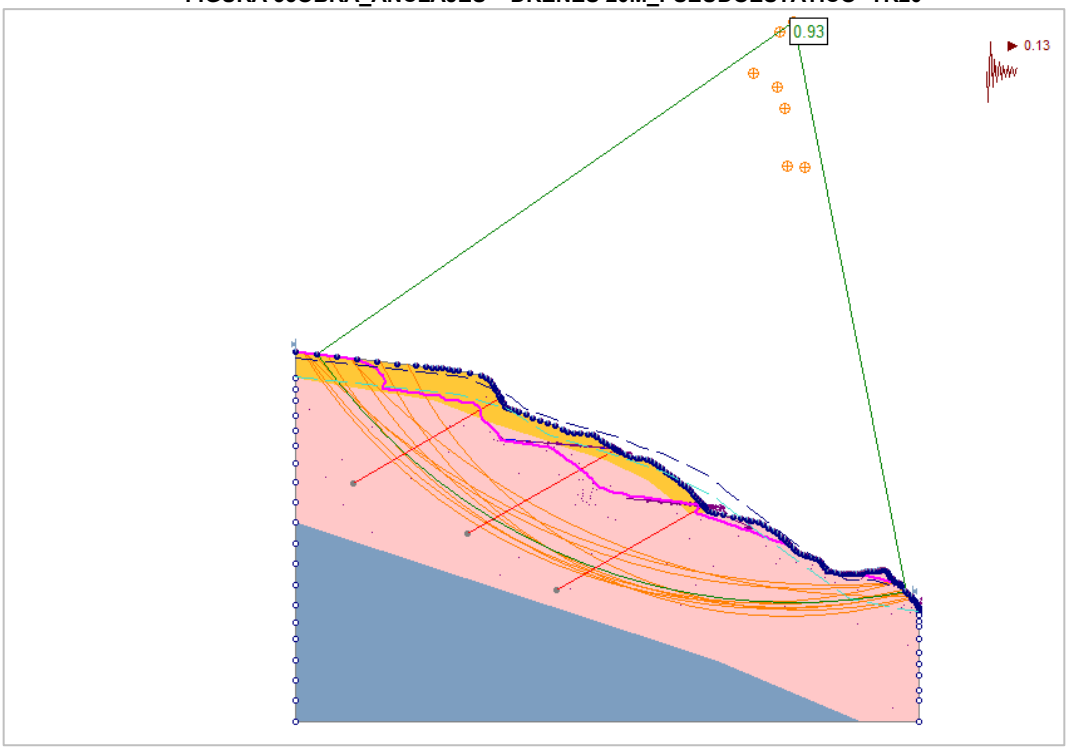


FIGURA 56 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_ESTÁTICO- BAJO

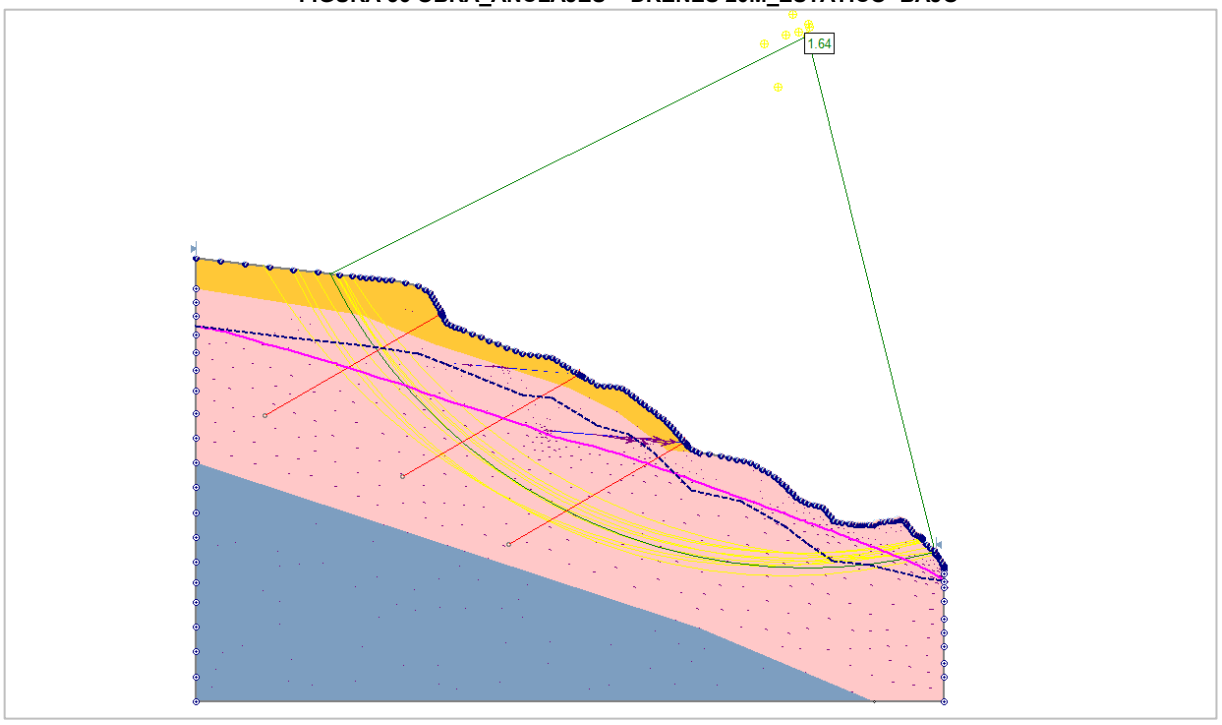
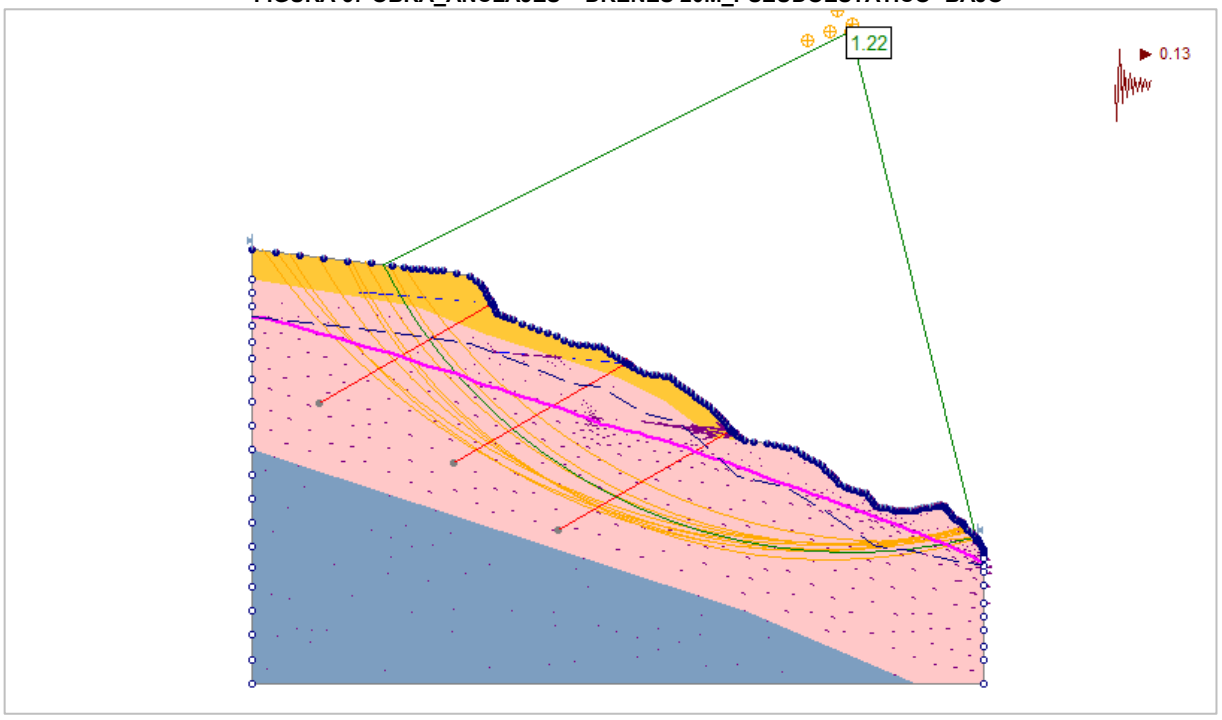


FIGURA 57 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M_PSEUDOESTÁTICO- BAJO



13.5.5. ESCENARIO 5

FIGURA 58 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_ESTÁTICO- TR20

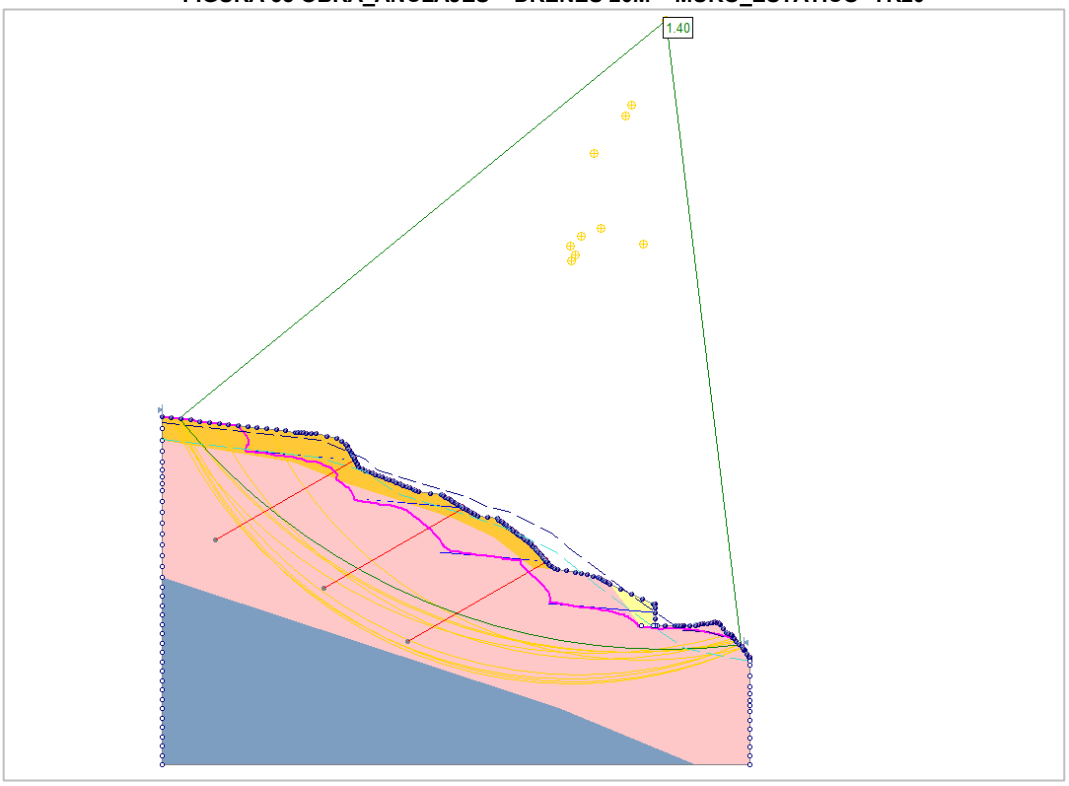


FIGURA 59 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_PSEUDOESTÁTICO- TR20

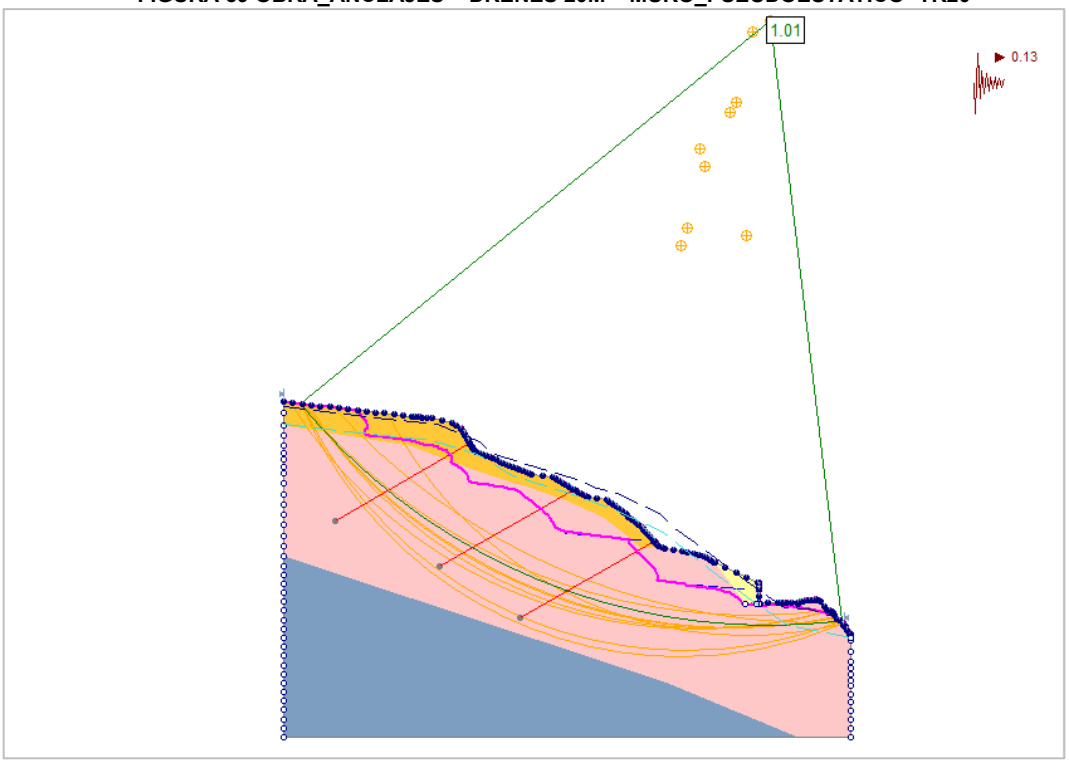


FIGURA 60 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_ESTÁTICO- BAJO

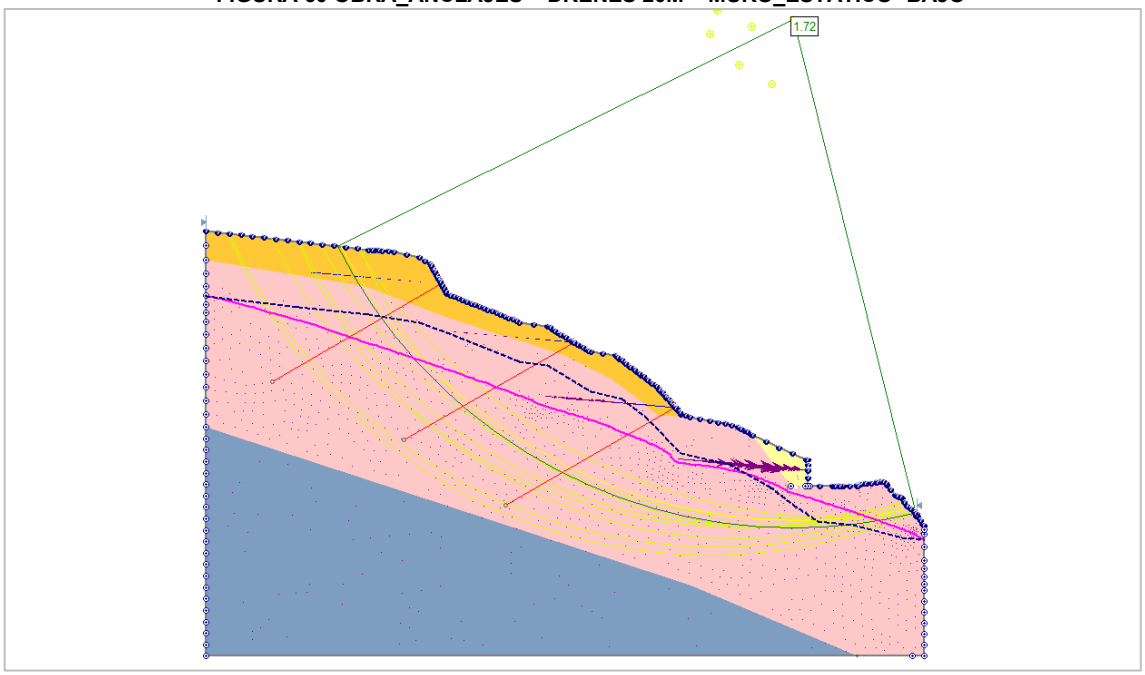
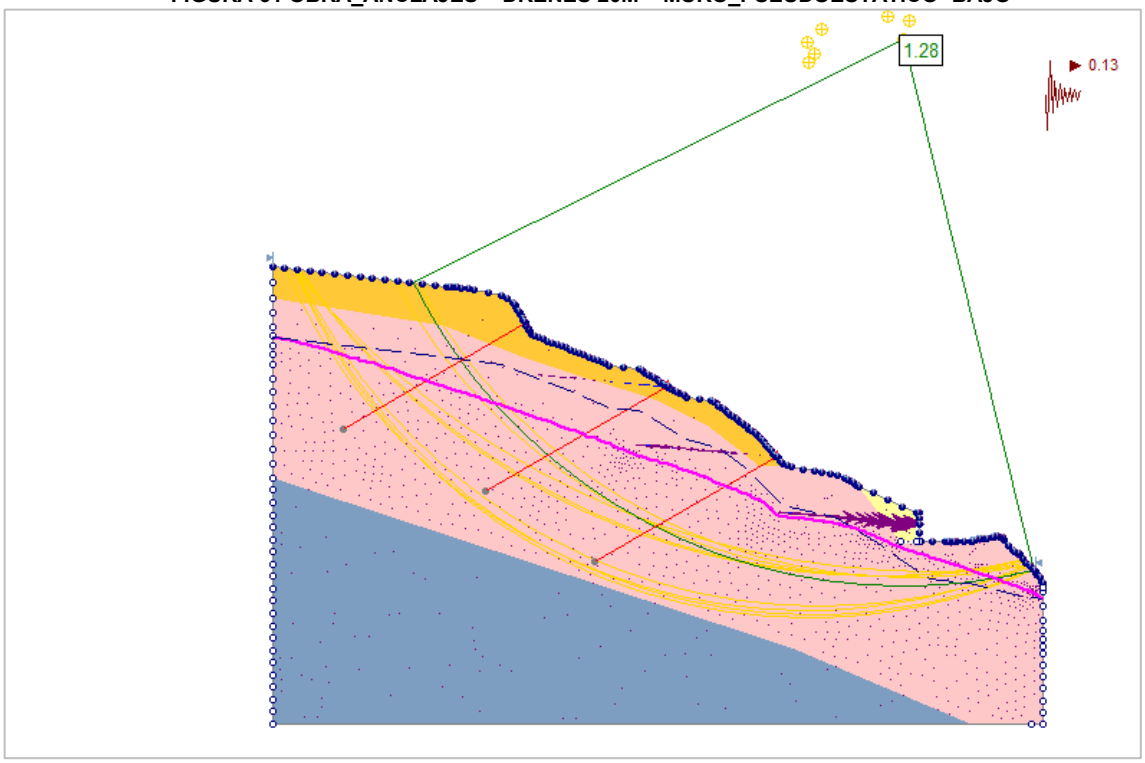


FIGURA 61 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO_PSEUDOESTÁTICO- BAJO



13.5.6. ESCENARIO 6

FIGURA 62 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_ESTÁTICO- TR20

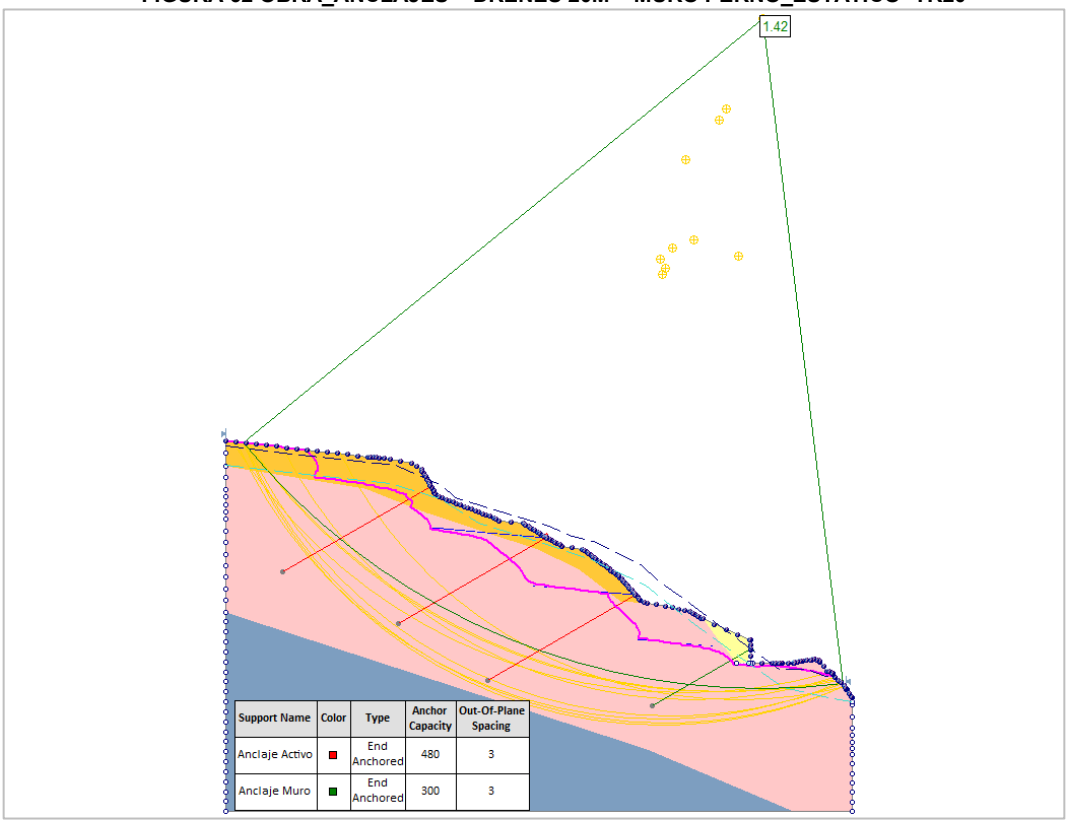


FIGURA 63 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_PSEUDOESTÁTICO- TR20

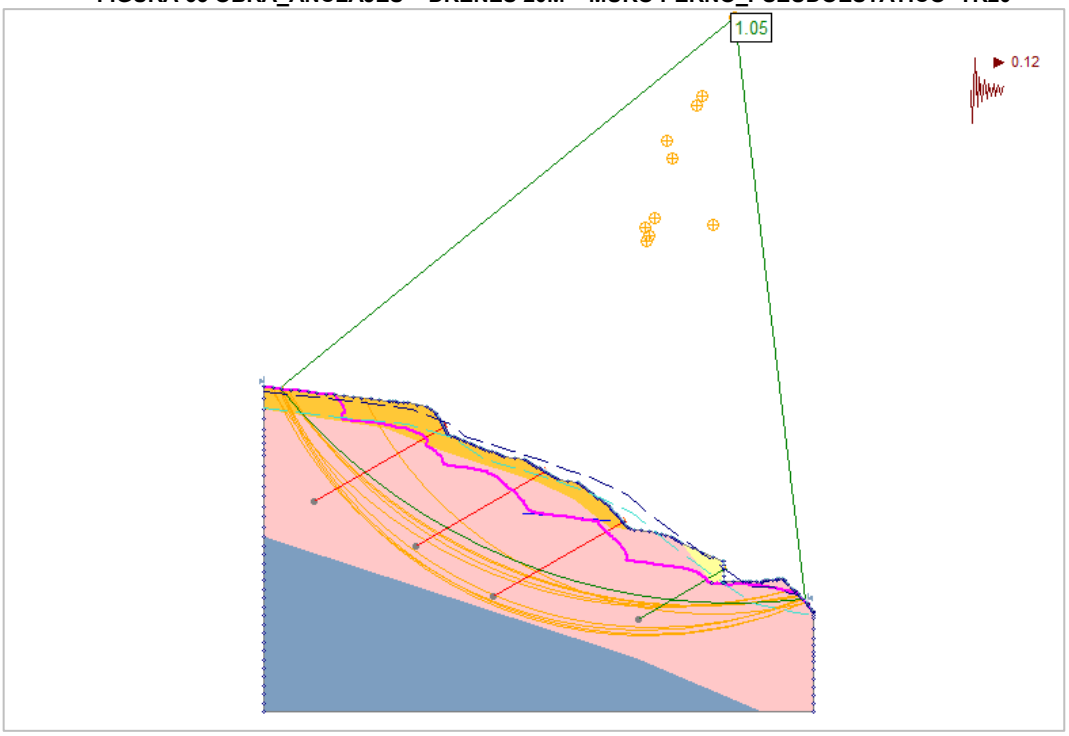


FIGURA 64 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_ESTÁTICO- BAJO

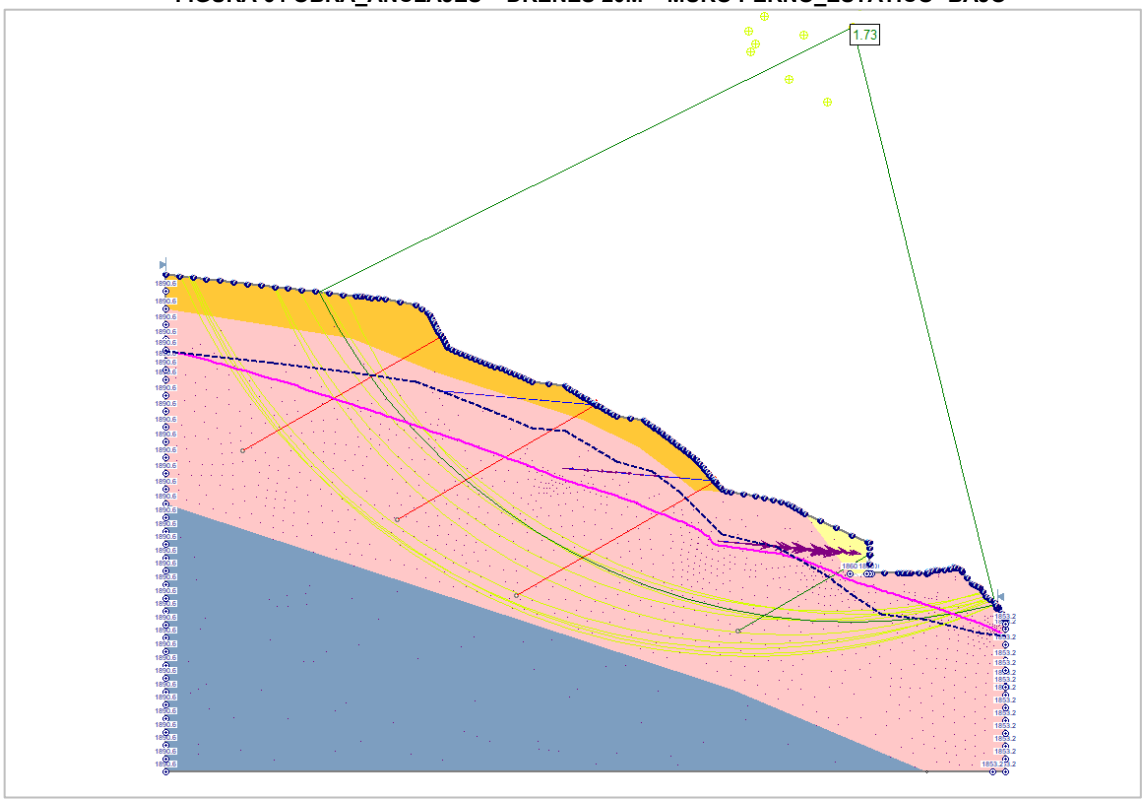
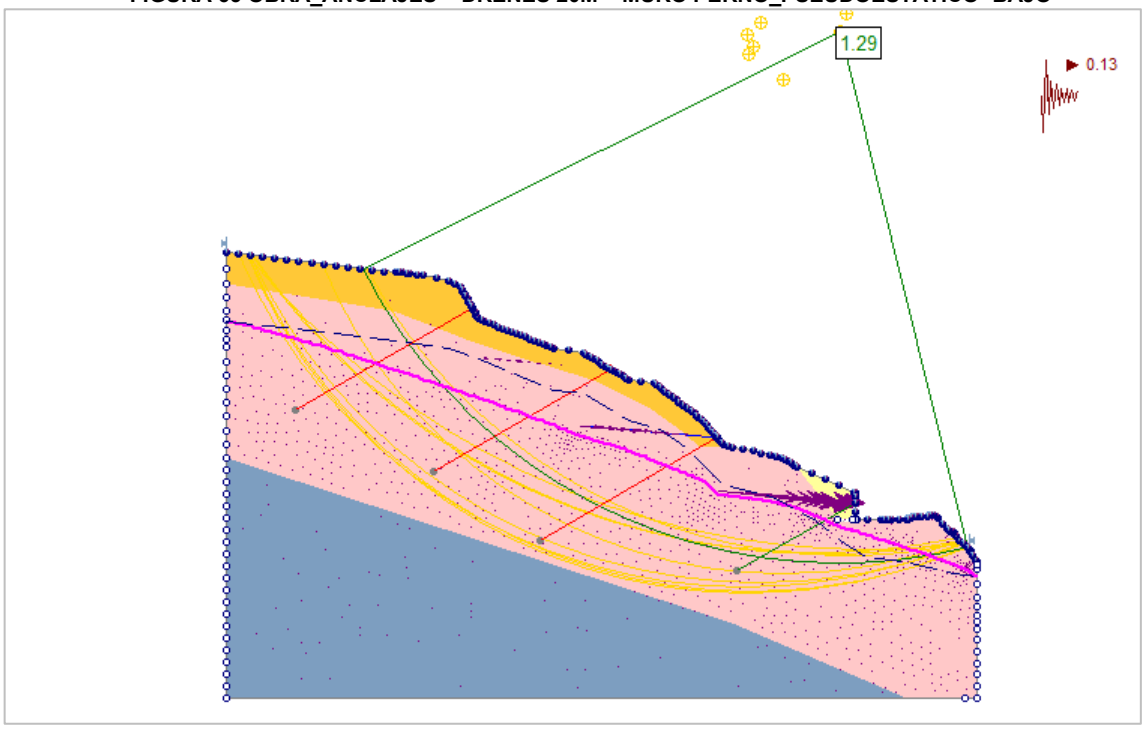


FIGURA 65 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M + MURO PERNO_PSEUDOESTÁTICO- BAJO



13.5.7. ESCENARIO 7

FIGURA 66 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_ESTÁTICO- TR20

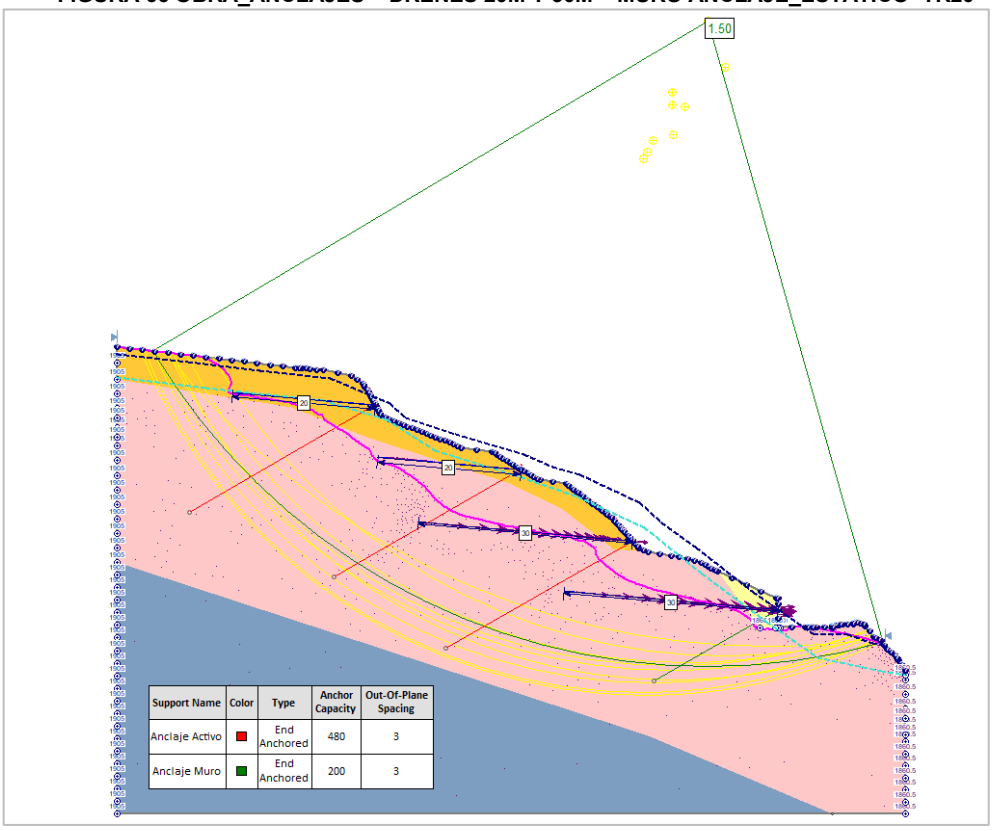


FIGURA 67 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_PSEUDOESTÁTICO- TR20

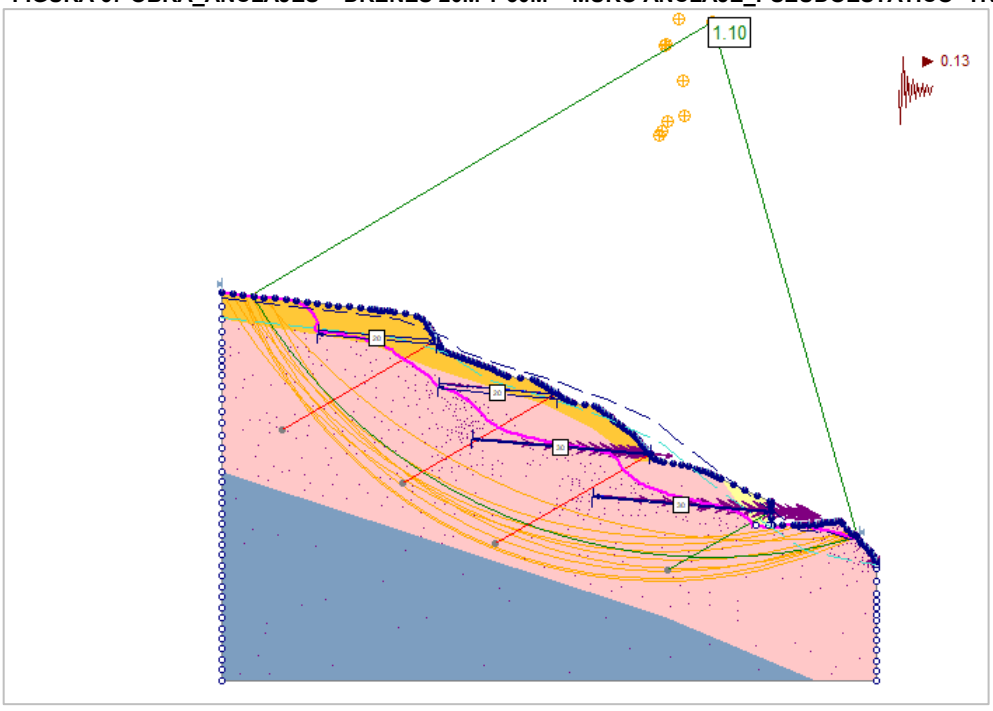


FIGURA 68 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_ESTÁTICO- BAJO

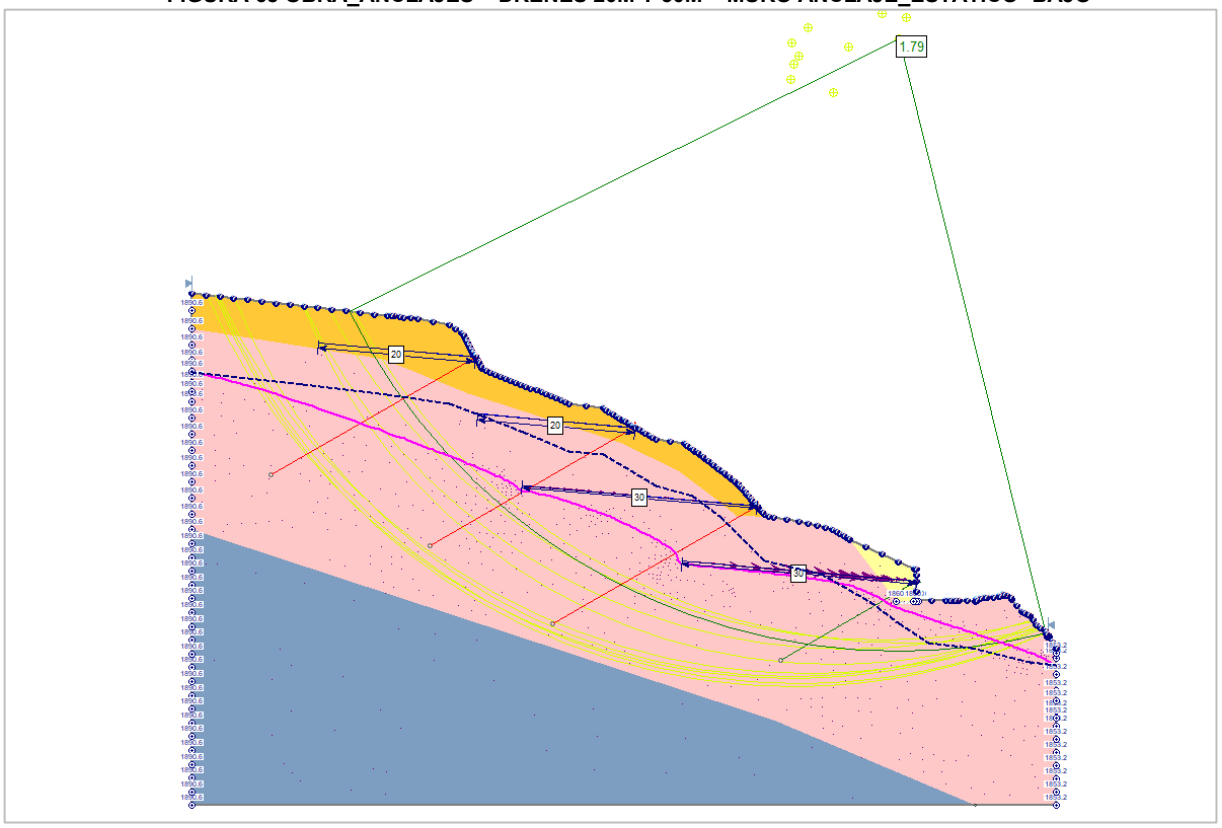
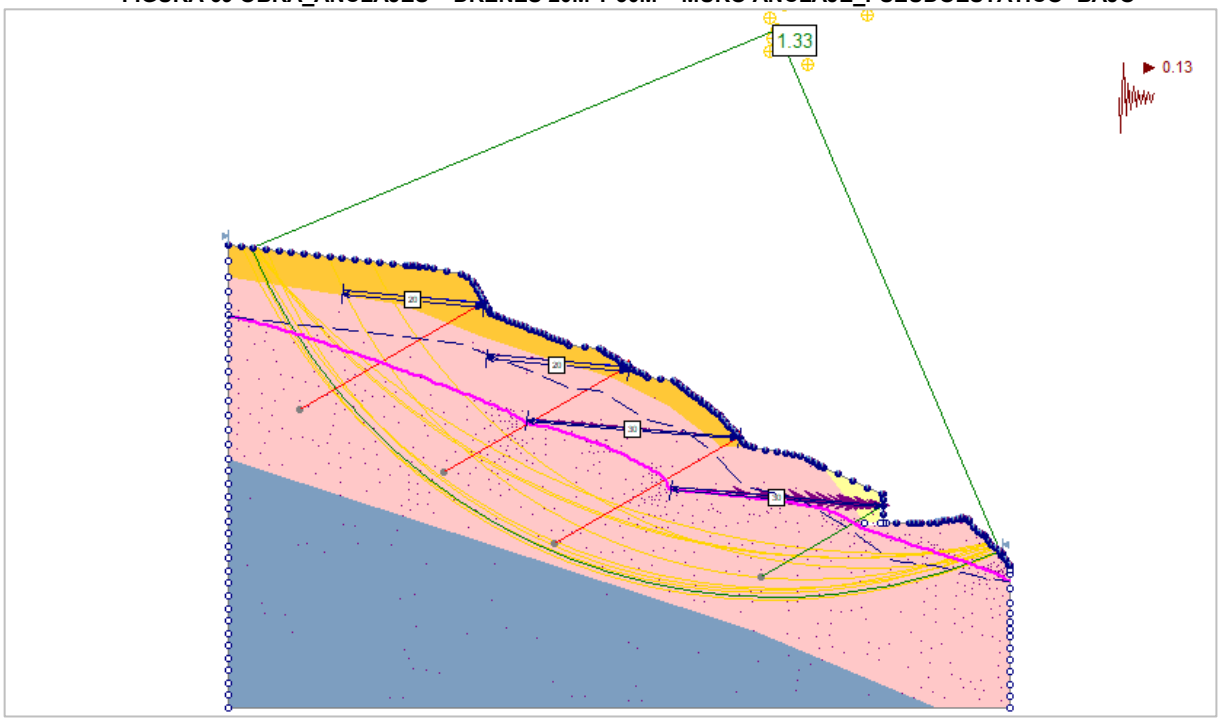


FIGURA 69 OBRA_ANCLAJES + DRENES 20M Y 30M + MURO ANCLAJE_PSEUDOESTÁTICO- BAJO



13.5.8. RESUMEN FACTORES DE SEGURIDAD

La siguiente tabla presenta el resumen comparativo de los factores de seguridad obtenidos para cada escenario y condición de análisis, evidenciando el incremento progresivo del FS a medida que se incorporan las distintas medidas de estabilización. La alternativa final seleccionada garantiza un comportamiento estable del talud frente a los principales detonantes de inestabilidad identificados, particularmente aquellos asociados a eventos de lluvia intensa y acciones sísmicas.

TABLA 20. RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD PARA CADA ESCENARIO ANALIZADO

PERFIL	ESCENARIO	CONDICIÓN	NIVEL DE AGUA	FS REQUERIDO	FS OBTENIDO	VERIFICACIÓN
0 + 60	ANTES DE TERRACEO	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,16	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	0,86	NO CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,29	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,03	NO CUMPLE
0 + 60	TERRACEO A LA FECHA	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,00	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	0,73	NO CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,42	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,06	CUMPLE
0 + 60	**OBRA** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 48 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 15m / LONGITUD TOTAL=15m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,09	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	0,79	NO CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,48	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,10	CUMPLE
0 + 60	**OBRA** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 48 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 15m / LONGITUD TOTAL=15m + 3 FILAS DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,28	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	0,93	NO CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,64	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,22	CUMPLE
0 + 60	**OBRA** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 48 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 15m / LONGITUD TOTAL=15m + 3 FILAS DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 1 FILA DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,40	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	1,01	NO CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,72	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,28	CUMPLE
0 + 60	**OBRA** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 48 TON - 4 TORONES DE 5/8"	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,42	NO CUMPLE

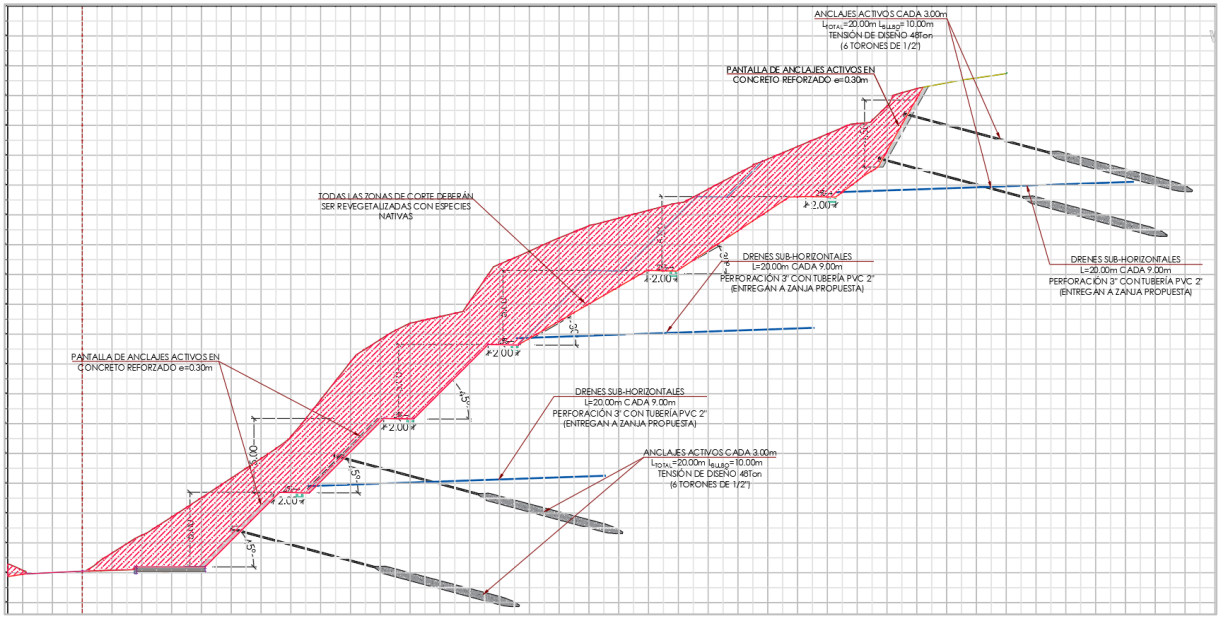
PERFIL	ESCENARIO	CONDICIÓN	NIVEL DE AGUA	FS REQUERIDO	FS OBTENIDO	VERIFICACIÓN
	SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 15m / LONGITUD TOTAL=15m+ 3 FILAS DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 1 FILA DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m 1 FILA PERNOS DE 20 TON SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 10m / LONGITUD TOTAL=20m	Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	1,05	CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,73	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,29	CUMPLE
0 + 60	**OBRA** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 48 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 15m / LONGITUD TOTAL=15m+ 2 FILAS DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 1 Y 2 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m 1 FILA DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 3 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 1 FILA DE DRENES 3" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m 1 FILA PERNOS DE 20 TON SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 10m / LONGITUD TOTAL=20m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,50	CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	1,10	CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,79	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,33	CUMPLE

14. VERIFICACIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA

14.1. SENSIBILIDAD DEL DISEÑO INICIAL FRENTE A LA VARIACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Con el fin de evaluar el impacto que genera la variación de los parámetros geotécnicos en el comportamiento del sistema de estabilización, se realizaron las modelaciones correspondientes al escenario actual y el escenario con las obras planteadas en los diseños iniciales por parte de la firma consultora MOREAL INGENIEROS, manteniendo la configuración geométrica del talud, el terraceo, los anclajes y los drenes horizontales definidos por el consultor. En la siguiente figura se presenta las obras definidas en el estudio inicial.

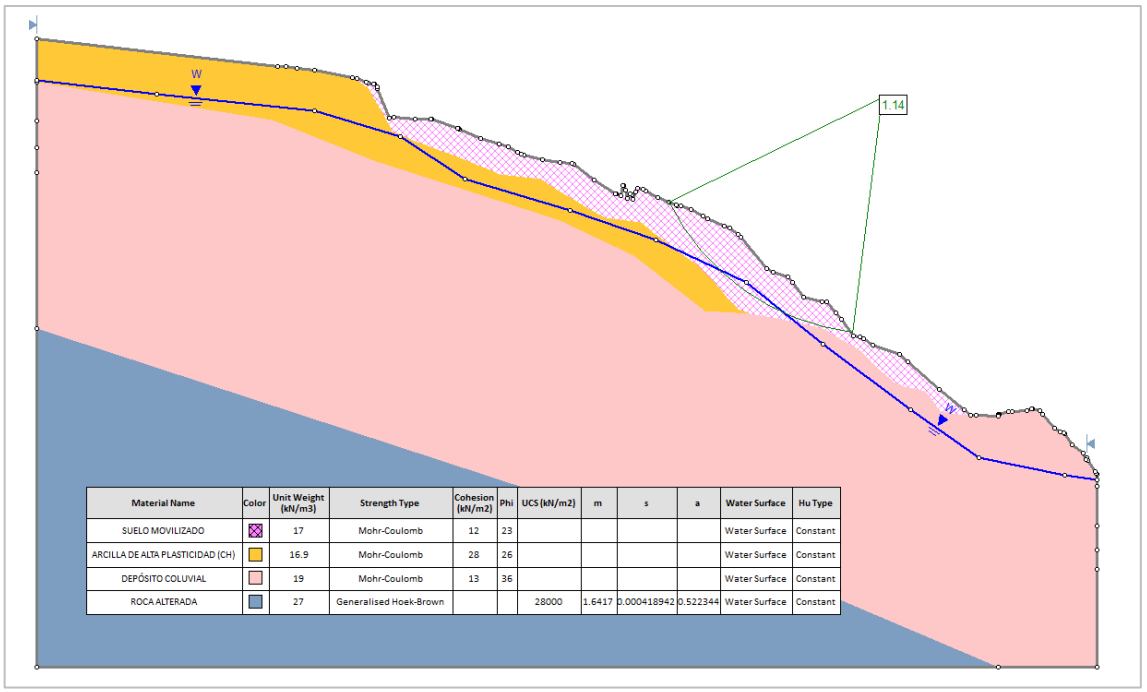
FIGURA 70 ALTERNATIVA PROPUESTA POR MOREAL INGENIEROS



Para este ejercicio, las modelaciones se realizaron empleando los parámetros geotécnicos actualizados obtenidos en el presente estudio, los cuales fueron definidos a partir de la exploración del subsuelo antecedente, la complementaria del año 2026 y las pruebas de carga en los anclajes.

Los resultados obtenidos muestran que, al emplear los parámetros geotécnicos definidos en el modelo actualizado, el sistema de estabilización originalmente propuesto presenta factores de seguridad inferiores a los valores mínimos normativos, particularmente para la condición estática bajo el escenario de saturación asociado al periodo de retorno TR20. En las figuras siguientes se presentan las superficies críticas de falla obtenidas para las condiciones estática y pseudoestática, donde se evidencia que el sistema original no cumple los factores de seguridad requeridos.

FIGURA 71 ESCENARIO ACTUAL MOREAL INGENIEROS_ CONDICIÓN ESTÁTICA CON TR20



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	UCS (kN/m2)	m	s	a	Water Surface	Hu Type
SUELO MOVILIZADO		17	Mohr-Coulomb	12	23					Water Surface	Constant
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD (CH)		16.9	Mohr-Coulomb	28	26					Water Surface	Constant
DEPÓSITO COLUVIAL		19	Mohr-Coulomb	13	36					Water Surface	Constant
ROCA ALTERADA		27	Generalised Hoek-Brown			28000	1.6417	0.000418942	0.522344	Water Surface	Constant

FIGURA 72 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ALTERNATIVA MOREAL INGENIEROS_ CONDICIÓN ESTÁTICA CON TR20

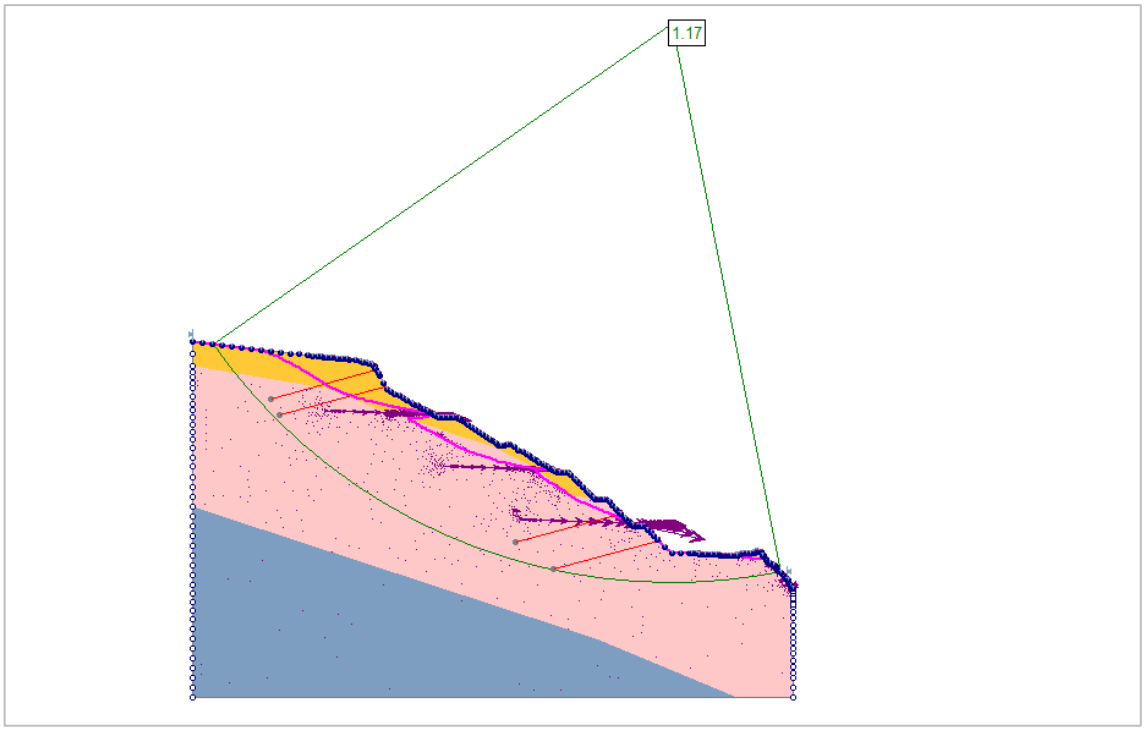
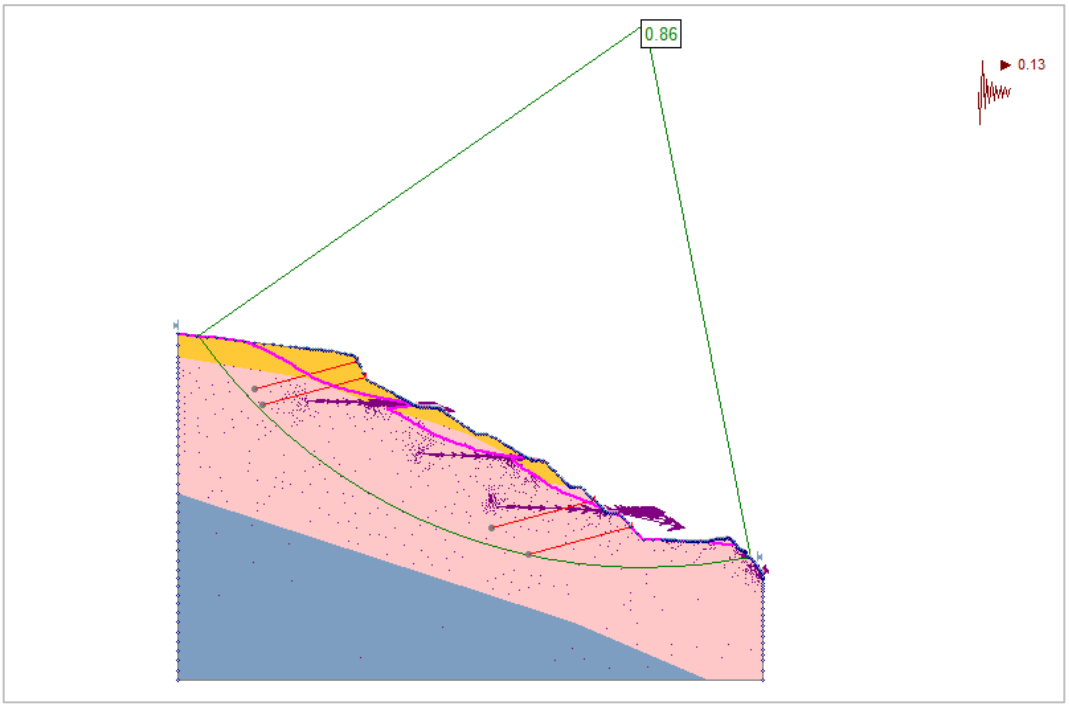


FIGURA 73 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ALTERNATIVA MOREAL INGENIEROS_ CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA CON TR20



Esta situación evidencia la alta sensibilidad del modelo de estabilidad frente a la definición de los parámetros de resistencia del depósito coluvial, así como la necesidad de ajustar las obras de estabilización inicialmente planteadas para garantizar condiciones adecuadas de estabilidad global del talud.

14.2. VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE LOS ANCLAJES

Con el objetivo de evaluar la posibilidad de optimizar la longitud de los anclajes, se realizó una verificación de su capacidad resistente considerando la información obtenida durante las pruebas de carga ejecutadas en campo.

Durante estas pruebas se aplicó una carga equivalente al 125% de la carga de diseño, alcanzando aproximadamente 60 toneladas, observándose un comportamiento adecuado del sistema de anclaje, sin evidencias de falla ni desplazamientos incompatibles con los criterios de aceptación establecidos para este tipo de ensayos.

En este sentido, y de manera conservadora, el valor máximo aplicado durante la prueba se tomó como referencia para estimar la capacidad movilizable del bulbo de adherencia, permitiendo establecer una relación aproximada entre la longitud efectiva del bulbo y la capacidad resistente del sistema de anclaje.

Longitud Bulbo Prueba Carga (m)	15
Capacidad Última Prueba Carga (Ton)	60
Longitud Bulbo Diseño (m)	10
Capacidad Última Diseño (Ton)	40
Factor	1,25
Capacidad Admisible (Ton)	32
Longitud Libre (m)	15
Longitud Total Anclaje (m)	**25**

Longitud Bulbo Prueba Carga (m)	15
Capacidad Última Prueba Carga (Ton)	60
Longitud Bulbo Diseño (m)	5
Capacidad Última Diseño (Ton)	20
Factor	1,25
Capacidad Admisible (Ton)	16
Longitud Libre (m)	15
Longitud Total Anclaje (m)	**20**

A partir de esta referencia se evaluaron alternativas con longitudes de bulbo menores, lo cual implica una disminución proporcional de la capacidad del anclaje. Estas capacidades estimadas fueron posteriormente incorporadas en el modelo de estabilidad del talud con el fin de analizar el efecto que tendría una eventual reducción en la longitud de los anclajes sobre el comportamiento global del sistema.

FIGURA 74 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_ESTÁTICO_TR20

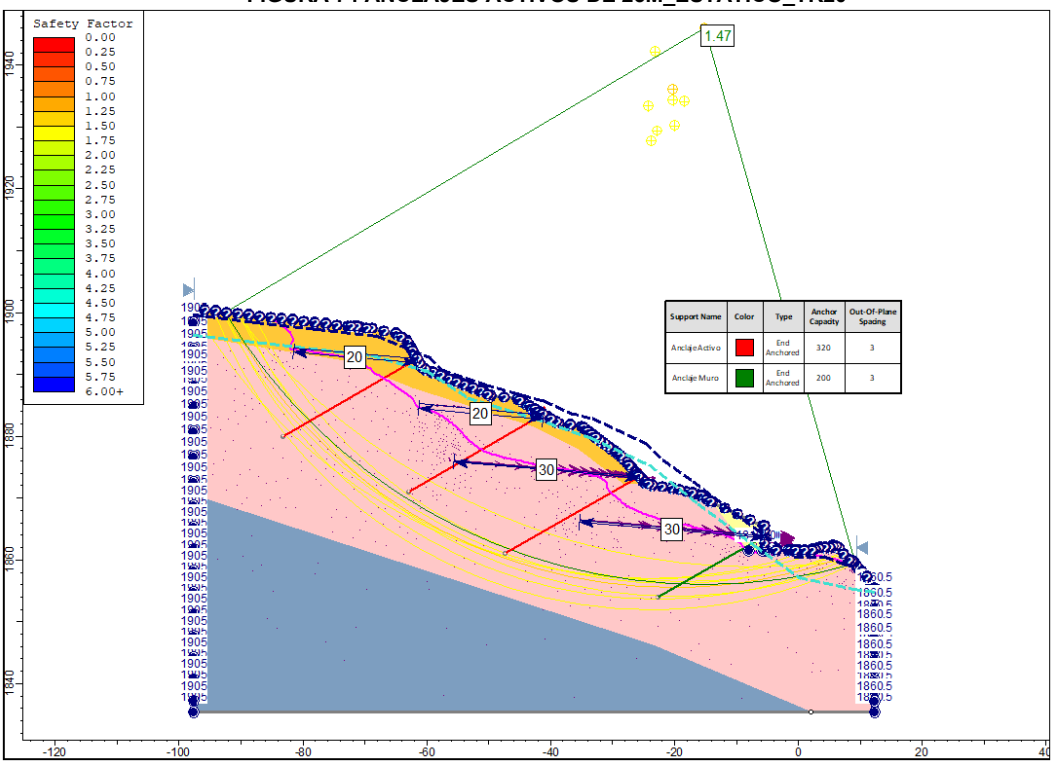


FIGURA 75 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_PSEUDOESTÁTICO_TR20

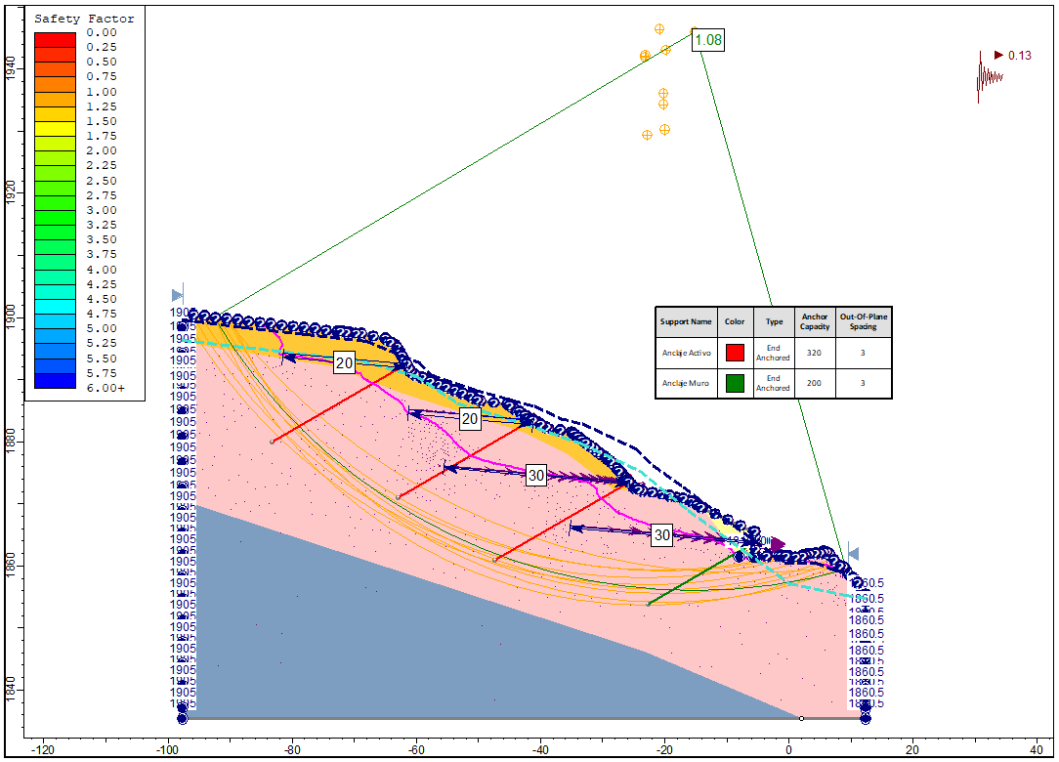


FIGURA 76 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_ESTÁTICO_NORMAL

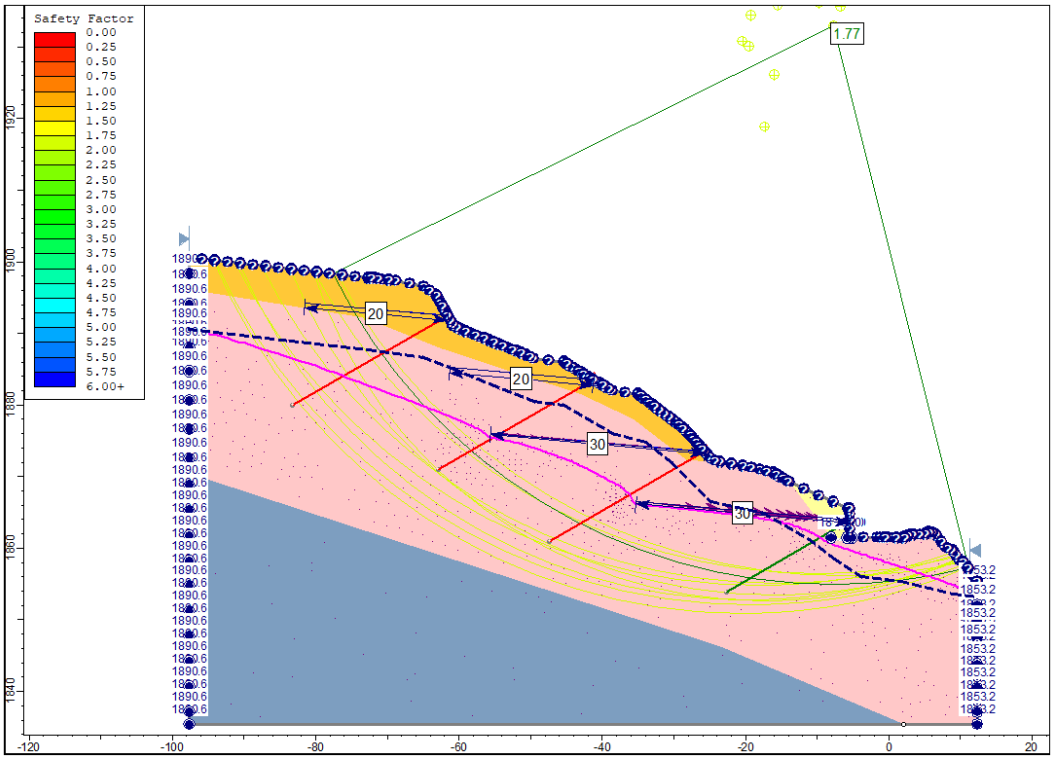


FIGURA 77 ANCLAJES ACTIVOS DE 25M_PSEUDOESTÁTICO_NORMAL

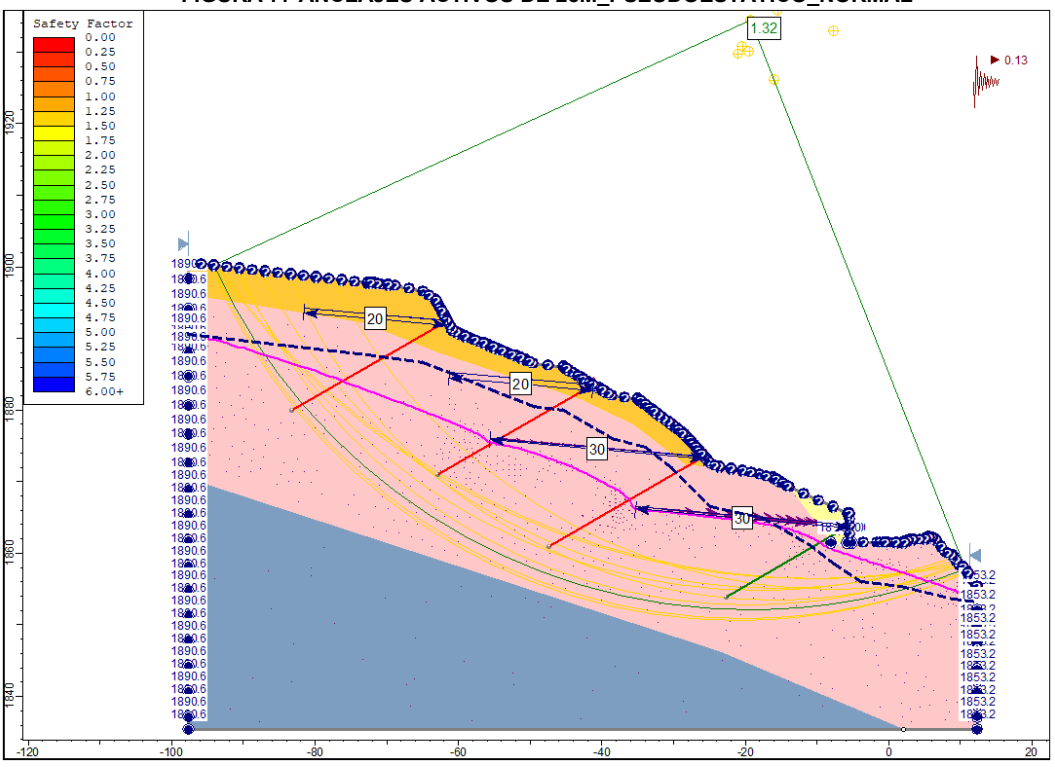


FIGURA 78 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_ESTÁTICO_TR20

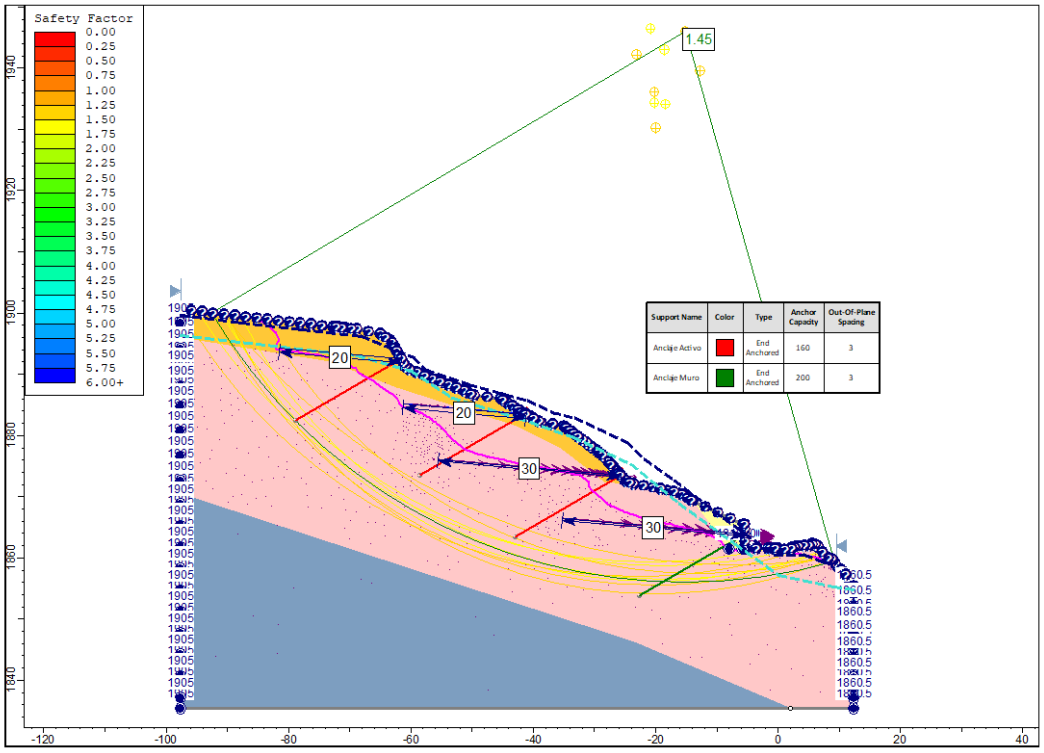


FIGURA 79 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_PSEUDOESTÁTICO_TR20

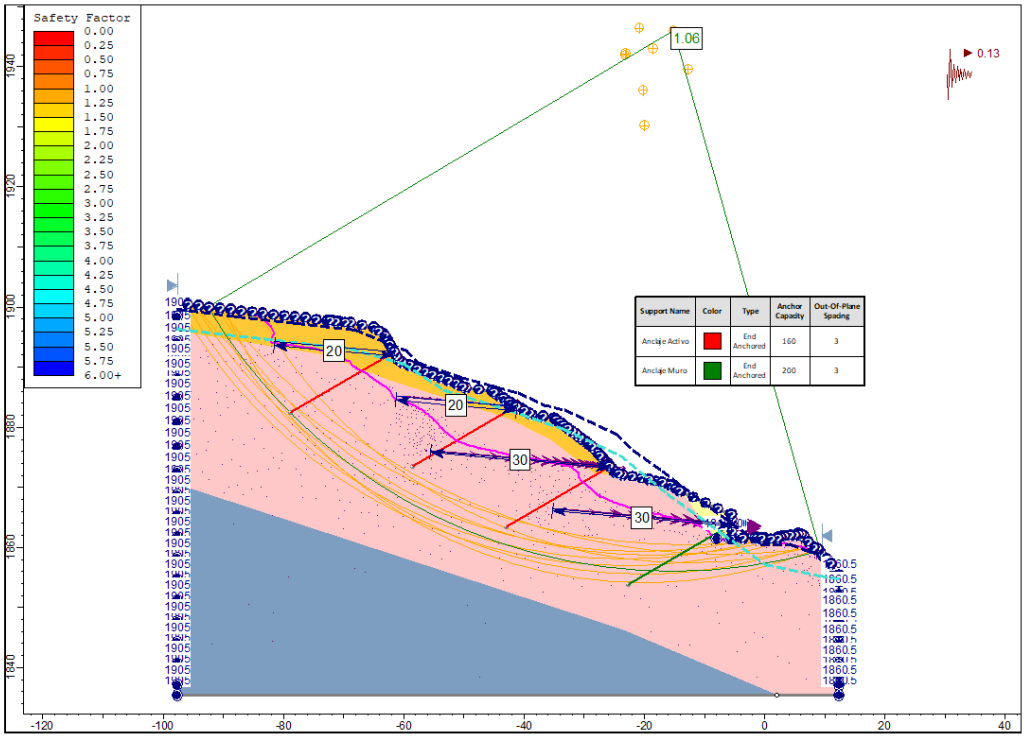


FIGURA 80 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_ESTÁTICO_NORMAL

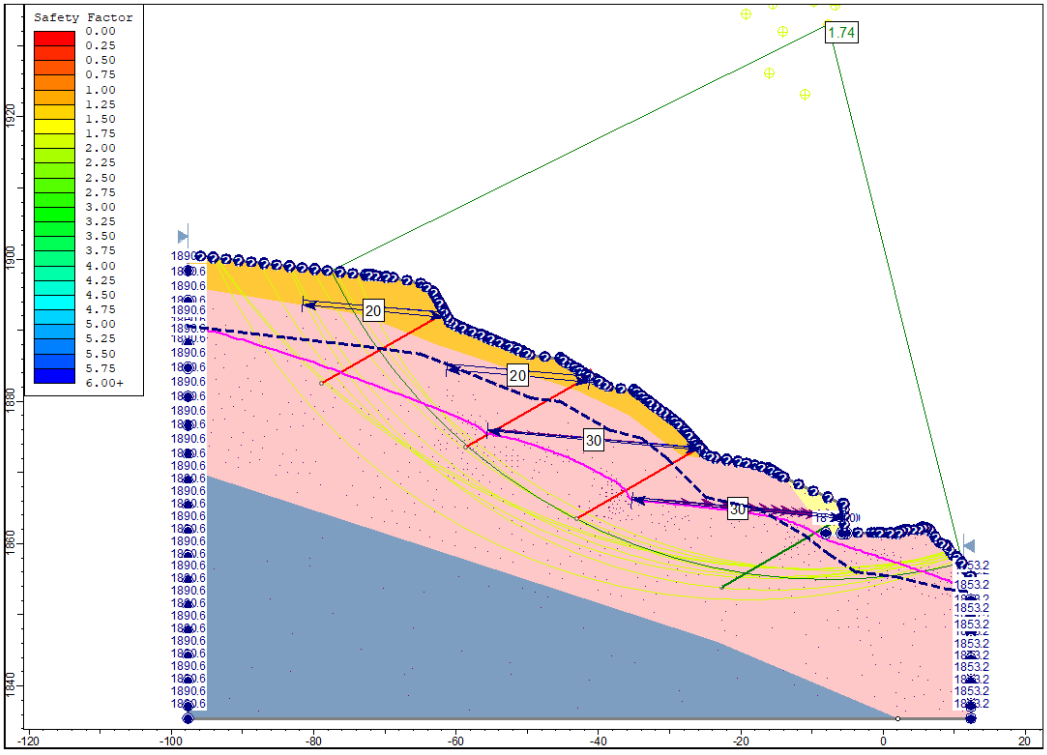
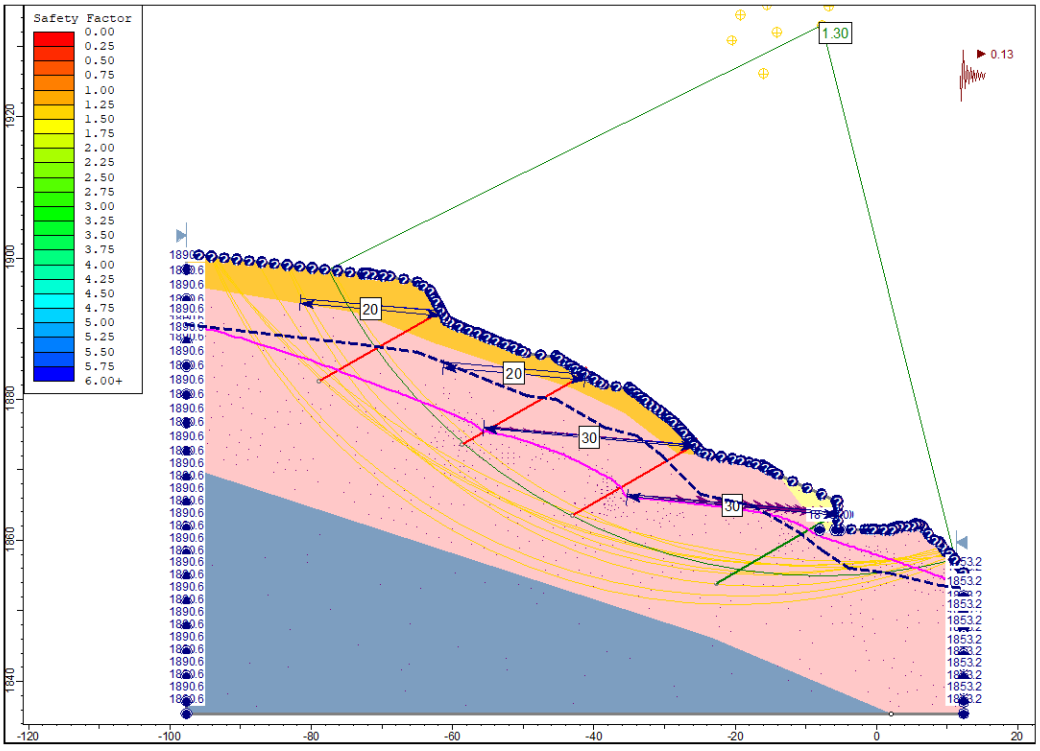


FIGURA 81 ANCLAJES ACTIVOS DE 20M_PSEUDOESTÁTICO_NORMAL



Los resultados obtenidos indican que la reducción de la longitud de bulbo genera factores de seguridad inferiores a los valores exigidos por la normativa, particularmente para la condición estática asociada a la condición de agua TR20. En este sentido, se concluye que la longitud de anclaje adoptada en el diseño corresponde a un valor técnicamente adecuado que garantiza el desarrollo del bulbo de adherencia en el estrato competente y el cumplimiento de los factores de seguridad requeridos para la estabilidad global del talud.

14.3. VERIFICACIÓN SISTEMA DE DRENAJES

Con el fin de verificar la influencia del diámetro de los drenes horizontales, se realizó un análisis complementario con el fin de evaluar la eficiencia del sistema de subdrenaje propuesto.

Para este análisis se estimó la permeabilidad equivalente del sistema suelo–dren, considerando la influencia del diámetro del dren, el espaciamiento entre drenes, la permeabilidad del suelo circundante y la permeabilidad del geotextil envolvente. A partir de estos parámetros se determinó una permeabilidad promedio equivalente del sistema drenante, la cual fue posteriormente incorporada en el modelo de flujo utilizado para la simulación del abatimiento del nivel freático.

Con base en esta modelación se evaluó el comportamiento del sistema considerando drenes horizontales de 2 pulgadas de diámetro, manteniendo las condiciones de espaciamiento y longitud definidas.

Los resultados obtenidos muestran que, bajo estas condiciones, el sistema de drenaje presenta una capacidad limitada para generar el abatimiento requerido de las presiones de poros, lo cual se traduce en factores de seguridad inferiores a los valores exigidos para la estabilidad global del talud.

En contraste, al incrementar el diámetro de los drenes a 3 pulgadas, se mejora la capacidad hidráulica del sistema, permitiendo un mayor abatimiento del nivel de agua subsuperficial y garantizando el cumplimiento de los factores de seguridad requeridos.

Por lo anterior, se concluye que el diámetro de 3 pulgadas para los drenes horizontales corresponde a la configuración más adecuada para garantizar el adecuado control de las presiones de poros y el cumplimiento de las condiciones de estabilidad definidas en el diseño.

FIGURA 82 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_ESTÁTICO_TR20

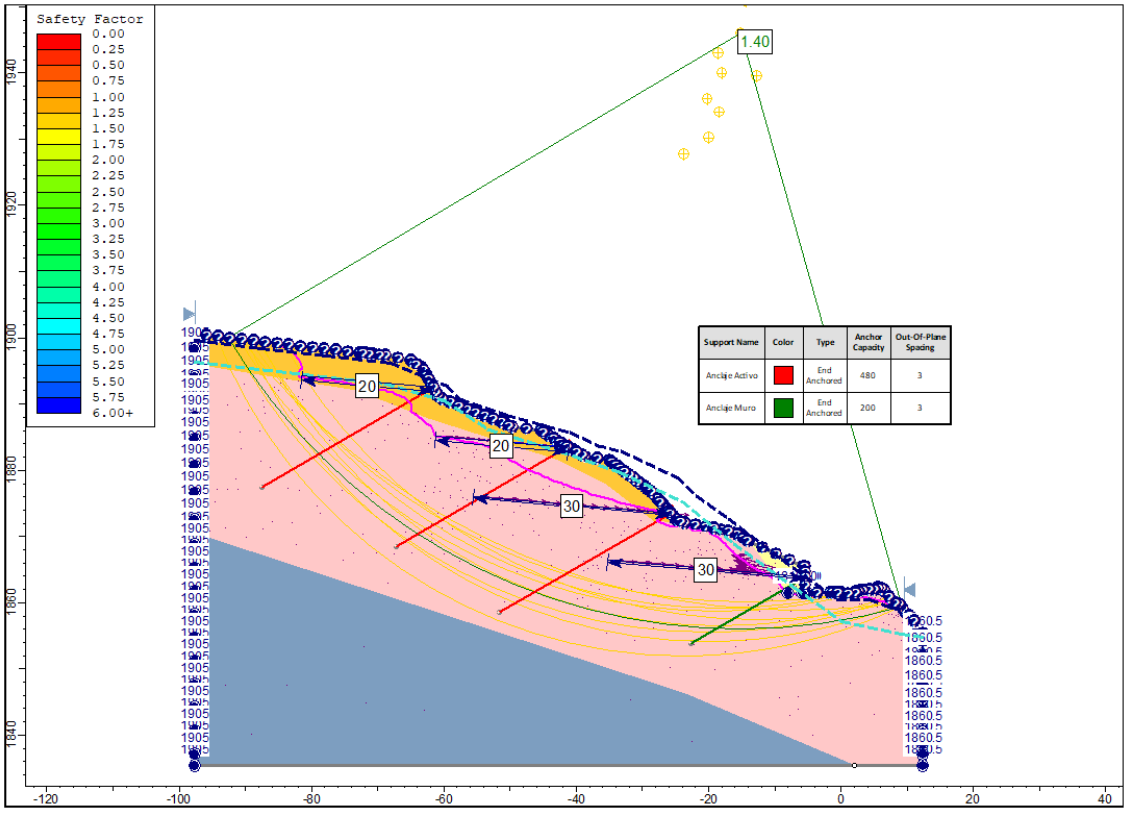


FIGURA 83 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_PSEUDOESTÁTICO_TR20

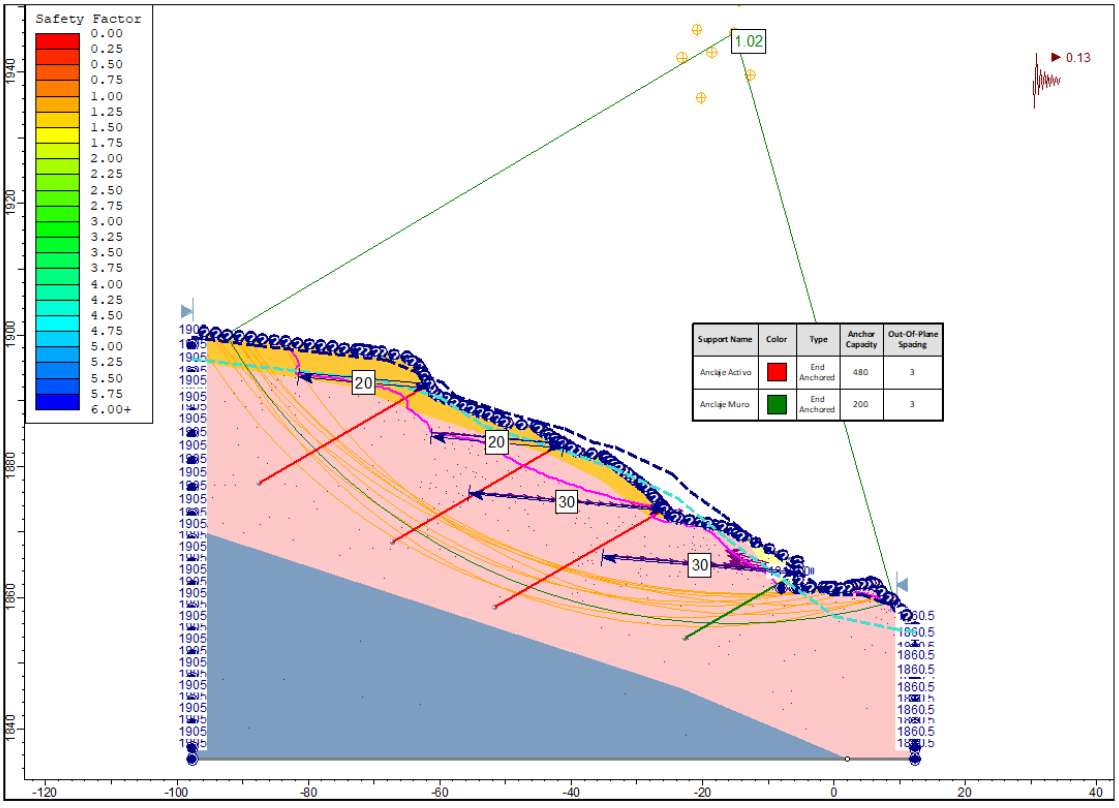


FIGURA 84 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_ESTÁTICO_BAJO

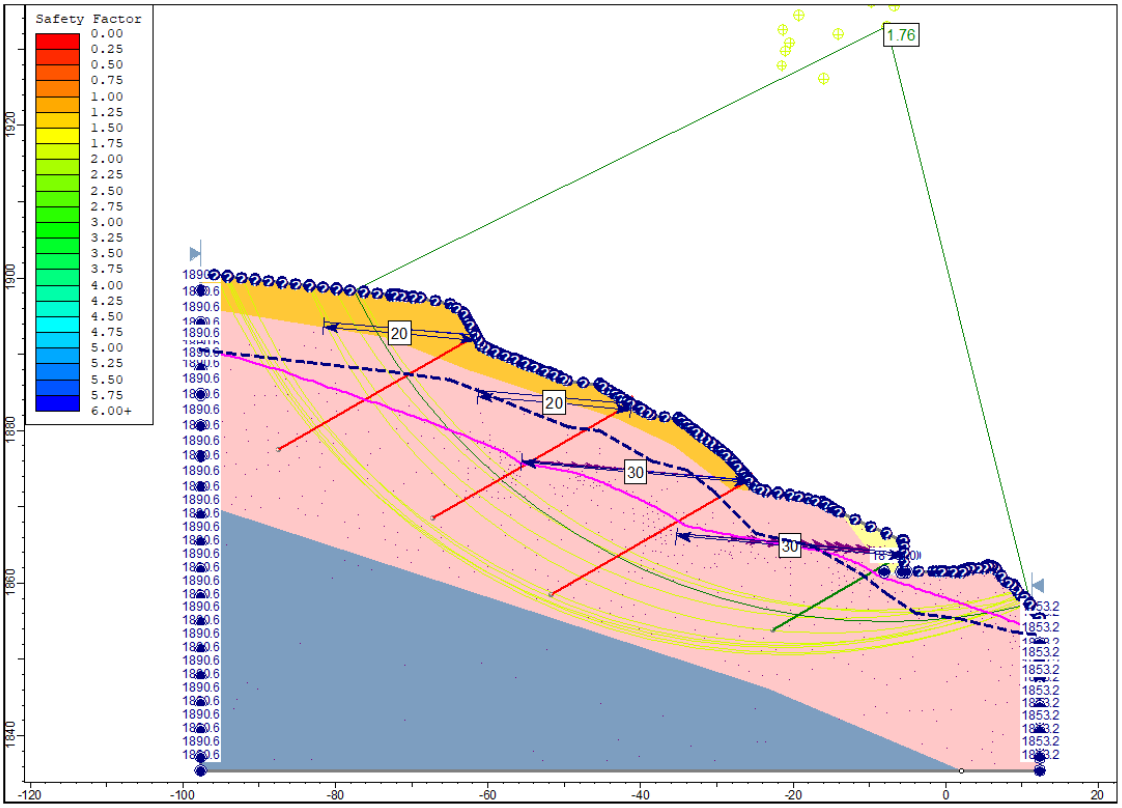
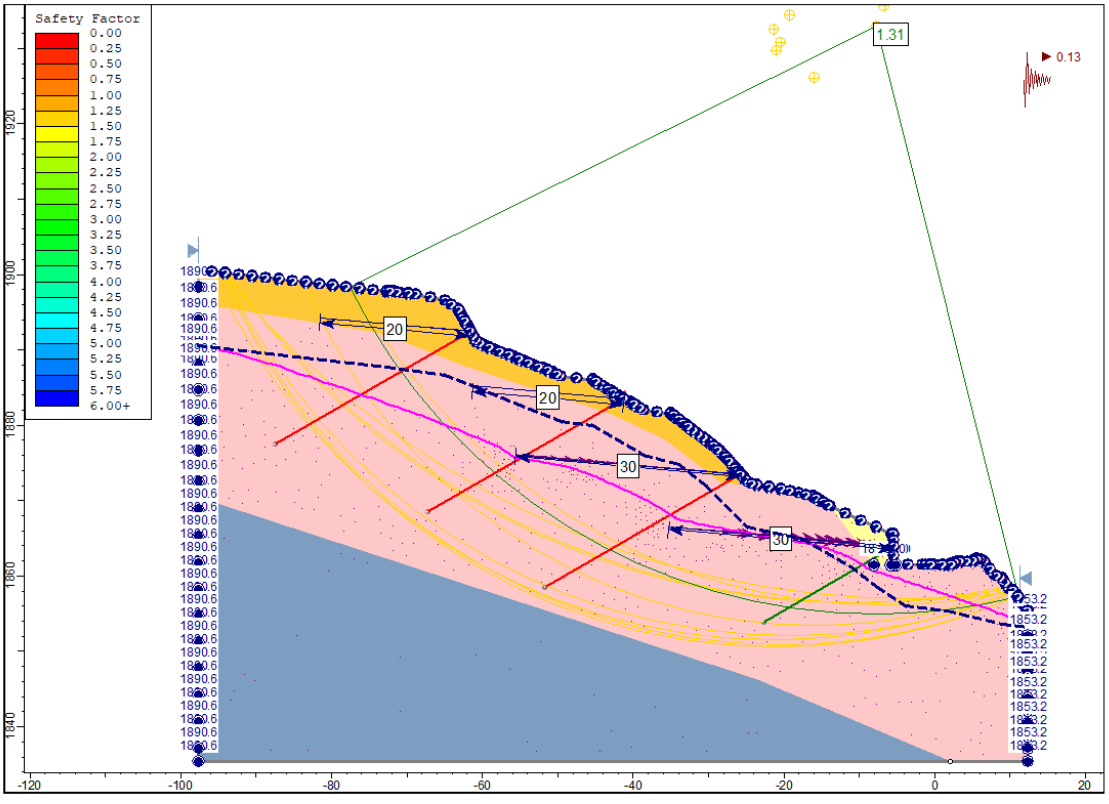


FIGURA 85 ANÁLISIS CON DRENES DE 2 PULGADAS_PSEUDOESTÁTICO_ BAJO



14.4. RESUMEN DE LAS VERIFICACIONES

Con el fin de consolidar los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad realizados para el talud objeto de estudio, se presenta a continuación una síntesis de los factores de seguridad obtenidos para los diferentes escenarios evaluados durante el proceso de modelación geotécnica.

Los análisis se desarrollaron empleando el modelo geológico–geotécnico definido para el proyecto y considerando las condiciones de análisis adoptadas para el diseño, incluyendo la condición estática y pseudoestática bajo las condiciones de agua definidas previamente. A partir de este modelo se evaluaron diferentes configuraciones del sistema de estabilización con el propósito de verificar la influencia de los principales elementos que intervienen en el comportamiento del talud, particularmente la capacidad del sistema de anclajes frente a su longitud y la eficiencia del sistema de drenaje horizontal.

Dentro de las evaluaciones realizadas se analizaron escenarios asociados a variaciones en la capacidad del sistema de anclajes en función de la longitud del bulbo de adherencia, así como configuraciones del sistema de subdrenaje horizontal considerando un diámetro de 2”. Estas evaluaciones permitieron identificar la sensibilidad del modelo de estabilidad frente a estos elementos y establecer las condiciones más favorables para garantizar el comportamiento estable del talud.

PERFIL	ESCENARIO	CONDICIÓN	NIVEL DE AGUA	FS REQUERIDO	FS OBTENIDO	VERIFICACIÓN
0 + 60	OBRA CON DRENES DE 2" 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 48 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 15m / LONGITUD TOTAL=30m + 2 FILAS DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 1 Y 2 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m 1 FILA DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 3 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 1 FILA DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m 1 FILA PERNOS PASIVOS DE 20 TON SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 10m / LONGITUD TOTAL=20m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,40	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	1,02	NO CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,76	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,31	CUMPLE

CONSORCIO ECOCALERA

PERFIL	ESCENARIO	CONDICIÓN	NIVEL DE AGUA	FS REQUERIDO	FS OBTENIDO	VERIFICACIÓN
0 + 60	**OBRA CON ANCLAJES DE 25m** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 32 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 10m / LONGITUD TOTAL=25m + 2 FILAS DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 1 Y 2 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m 1 FILA DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 3 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 1 FILA DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m 1 FILA PERNOS PASIVOS DE 20 TON SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 10m / LONGITUD TOTAL=20m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,47	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	1,08	CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,77	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,32	CUMPLE
0 + 60	**OBRA CON ANCLAJES DE 20m** 3 FILAS ANCLAJES 4" DE 16 TON - 4 TORONES DE 5/8" SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 5m / LONGITUD TOTAL=20m + 2 FILAS DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 1 Y 2 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=20m 1 FILA DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° - TALUD 3 SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m + MURO DE CONTENCIÓN INFERIOR 1 FILA DE DRENES 2" - INCLINACIÓN 5° SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO = 6,0m LONGITUD=30m 1 FILA PERNOS PASIVOS DE 20 TON SEPARACIÓN CENTRO A CENTRO=3,0m LONGITUD BULBO = 10m / LONGITUD TOTAL=20m	Estática	TR20 DISEÑO	1,50	1,45	NO CUMPLE
		Pseudo-estática	TR20 DISEÑO	1,05	1,06	CUMPLE
		Estática	BAJO	1,50	1,74	CUMPLE
		Pseudo-estática	BAJO	1,05	1,30	CUMPLE

En síntesis, los análisis realizados evidencian que la estabilidad global del talud es altamente sensible a la eficiencia del sistema de drenaje horizontal y en menor medida a la longitud de los anclajes. Los resultados obtenidos muestran que la configuración adoptada en el diseño, la cual contempla la longitud de anclajes definida para garantizar el adecuado desarrollo del bulbo de adherencia en el material competente y un sistema de drenes horizontales con diámetro de 3” cuentan con la capacidad hidráulica suficiente para favorecer el abatimiento de las presiones de poros, permite alcanzar factores de seguridad compatibles con los criterios de diseño establecidos. En consecuencia, esta configuración se considera técnicamente adecuada para garantizar el comportamiento estable del talud bajo las condiciones geotécnicas, hidráulicas y sísmicas consideradas en el presente estudio.

15. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS PARA OBRAS PROPUESTAS

15.1. ANCLAJES ACTIVOS

El presente capítulo tiene como objetivo describir los análisis geotécnicos realizados para el diseño geotécnico de los anclajes activos propuestos como parte del sistema de estabilización del talud. Los análisis se orientan a la definición de la longitud efectiva de anclaje, así como al dimensionamiento mínimo de los dados de cimentación asociados, con base en los parámetros geotécnicos definidos y los resultados de los análisis de estabilidad global.

15.1.1. LONGITUD DE LOS ANCLAJES

La definición de la longitud de los anclajes activos se realizó considerando que estos se encuentran completamente embebidos en el depósito coluvial identificado en el área de estudio. Dada la heterogeneidad del material, la resistencia por adherencia suelo–lechada fue estimada mediante un proceso de retrocálculo a partir de pruebas de carga no destructivas realizadas en tres (3) anclajes. Dichas pruebas no llevaron al sistema a la falla, alcanzándose una carga máxima del orden del 125 % de la carga de diseño (48 Ton), es decir 60 ton, manteniendo un comportamiento estable del anclaje. Las pruebas se ejecutaron con una longitud de bulbo de 15 m, lo cual permitió establecer una respuesta carga–deformación representativa del comportamiento del depósito coluvial. Con base en esta respuesta y considerando que la carga aplicada no alcanzó la falla del sistema, se infiere que la resistencia última del anclaje es del orden de al menos el 150% de la carga de diseño adoptada. Este valor de resistencia última fue el empleado para el retrocálculo de la adherencia característica del depósito coluvial, la cual constituye el parámetro fundamental para la definición de la longitud efectiva del bulbo de anclaje y la verificación del desempeño del sistema bajo las condiciones de diseño. A continuación, se presenta la formulación empleada en la definición de esta longitud.

$$L = \frac{T \times FS \times i}{Ad.} + t$$

Donde:

L= Longitud del anclaje
t = Longitud libre
T = Fuerza de tracción estática equivalente en el anclaje
FS = Factor de Seguridad recomendado 1.5

Perfil	t (m)	Inclinación		Separación de Pernos (m)	T (kN)	Factor de Seguridad	Grado de importancia	Adherencia	Longitud Perno (m)
		Anclaje (°)	Talud (°)						
K0+060	15.0	30	45	3.0	480	1.5	1.0	48	30.0

15.1.2. DADOS DE ANCLAJE

El dimensionamiento mínimo de los dados de anclaje se realizó desde el punto de vista geotécnico, verificando que las presiones transmitidas al terreno no superen la capacidad portante admisible del suelo de fundación y que las deformaciones esperadas se mantengan dentro de rangos aceptables.

Los análisis consideran la carga de diseño de los anclajes, la geometría preliminar del dado y las propiedades mecánicas del suelo de apoyo. El resultado corresponde a dimensiones mínimas requeridas desde el punto de vista geotécnico.

Se resalta que el dimensionamiento definitivo del dado, así como la verificación estructural frente a esfuerzos internos y refuerzo, deberá ser validado por el especialista estructural.

cálculo de la capacidad de carga última (qult) o resistencia nominal (Rn) incluyendo correccion por inclinación Vesic (1973,1975)

Variables, propiedades promedio:

c'	ϕ'	B	L	D	γ'	q	B/L	P	P°	β	η
KN/m^2	(°)	(m)	(m)	(m)	KN/m^3	KN/m^2		kN	(°)	(°)	(°)
28.0	26.0	1.40	1.40	0.30	16.9	5.1	1.00	480	30	-45	45

P: Fuerza del anclaje
P°: Angulo de inclinacion del anclaje
β: Angulo entre la base y la horizontal medido en sentido horario
η: Angulo entre la base y la horizontal medido en sentido antihorario

Resultados

Af	Ca	ϕ'	m
1.96	18.667	26.00	1.5

Pv	Ph
464	124

Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	dc	dq	dγ	Cc	Cq	Cγ
22.3	11.9	12.5	1.5	1.5	0.6	1.4	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0

Ic	Iq	Iγ	bc	bq	bγ	gc	gq	gγ
0.64	0.67	0.52	1.63	0.38	0.38	0.55	1E-32	1E-32

q_{ult} = 77.97 ton/m^2 — Capacidad Última

q_{adm} = 25.99 ton/m^2 — Capacidad Admisible (FS=3.0)

P = 48 ton — Fuerza del Anclaje

A_{req} = 1.85 m2 — Área mínima requerida de apoyo del dado

B=L 1.40 m — Dimensión mínima para el dado

15.2. MURO DE CONTENCIÓN

Este capítulo presenta los análisis geotécnicos desarrollados para el diseño preliminar del muro de contención propuesto en la parte inferior del talud, como elemento complementario del sistema de estabilización. Los análisis se enfocan en la evaluación de la capacidad portante del suelo de fundación, la estimación de los módulos de reacción vertical y la definición de los diagramas de presión aparente de tierras.

15.2.1. CAPACIDAD PORTANTE

A partir de lo recomendado por el Reglamento Colombiano Sismo Resistente (NSR-10) se determina la capacidad portante bajo factores de seguridad directos e indirectos. Se emplean los factores de seguridad directos aplicados sobre los parámetros de resistencia del suelo (parámetros no drenados) definiendo unos nuevos parámetros de análisis, los cuales permitirán definir la capacidad admisible del suelo.

Los factores de seguridad indirectos, se aplican directamente sobre la ecuación con que se determina la capacidad portante última, lo cual determina un esfuerzo admisible bajo este procedimiento. El menor de estos dos valores corresponderá a la capacidad portante admisible de diseño. Para los análisis no drenados, la capacidad portante es menor con factores de seguridad indirectos, por lo que solo se presentan estos resultados.

En conclusión, los factores de seguridad empleados para cada escenario o condición evaluados son:

- FS Indirecto – Condición Normal = 3.0
- FS Indirecto – Condición Extrema = 1.50

A continuación, se presenta la metodología empleada:

Para el cálculo de la capacidad de carga última (qult) se emplean las formulaciones propuestas por Vesic (1973,1975)

$$q_{ultL} = c'N_{cL}s_c i_c + q_L N_{qL}s_q i_q c_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma L}s_\gamma i_\gamma c_{w\gamma}$$

c: Cohesión

q : Esfuerzo efectivo de sobrecarga

γ: Peso unitario

B: Ancho del cimiento

NcL, NqL, NγL: Factores de capacidad de carga

sc, sq, sγ: Factores de corrección por forma

ic, iq, iγ: F. de corrección por inclinación

Cwq, Cwγ: Factor de corrección por nivel freático

β : Inclinación del talud

$$N_{cL} = (N_{qL} - 1)\cot(\phi')$$

$$N_{qL} = Kp\ \exp[(\pi - 2\beta)\tan\ \phi']$$

$$k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$N_{\gamma L} = 2(N_{qL} + 1)\tan(\phi')$$

Para ϕ'>0

$$S_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$$

$$S_q = 1.0 + \frac{B}{L}\tan(\phi)$$

$$S_\gamma = 1.0 - 0.4\frac{B}{L}$$

Para ϕ'=0

$$S_c = 1.0 + \frac{B}{5L}$$

$$S_q = 1.0$$

$$S_\gamma = 1.0$$

Factores de inclinación de la carga

Para ϕ'=0 $\quad i_\gamma = 0$ $\qquad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$

Para ϕ'>0 $\quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi'}\right)^2$ $\qquad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right)$$

H: Fuerza resultando horizontal

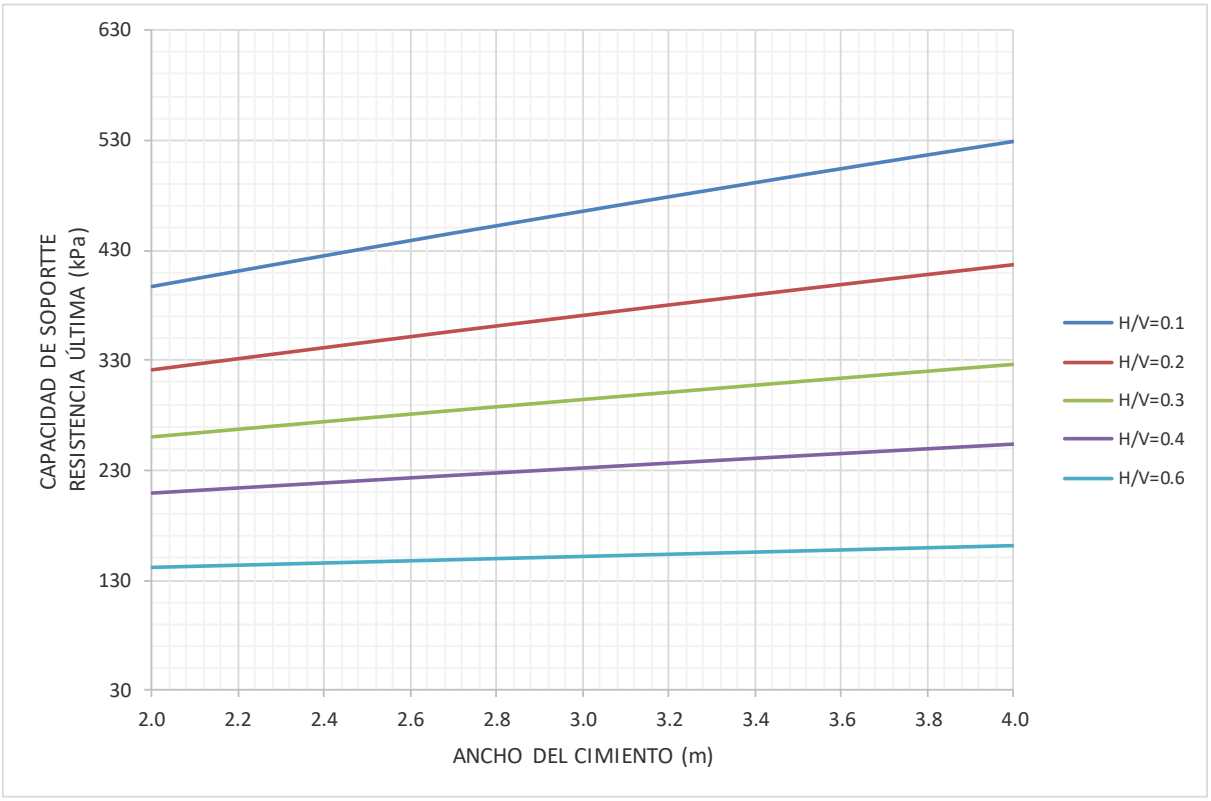
V: Fuerza resultando vertical

Factores de corrección por nivel freático

D_w	C_{wq}	$C_{w\gamma}$
0.0	0.5	0.5
D_f	1.0	0.5
$>1.5B+D_f$	1.0	1.0

Se llevaron a cabo análisis de capacidad para geometrías de cimiento entre 2 y 4 metros de base, para un nivel de desplante mínimo de 0.50m, es de resaltar que el muro quedaría cimentado sobre el depósito coluvial, para lo cual se recomienda disponer de un material de mejoramiento como capa de soporte homogénea. Derivado de estos análisis se presentan los resultados.

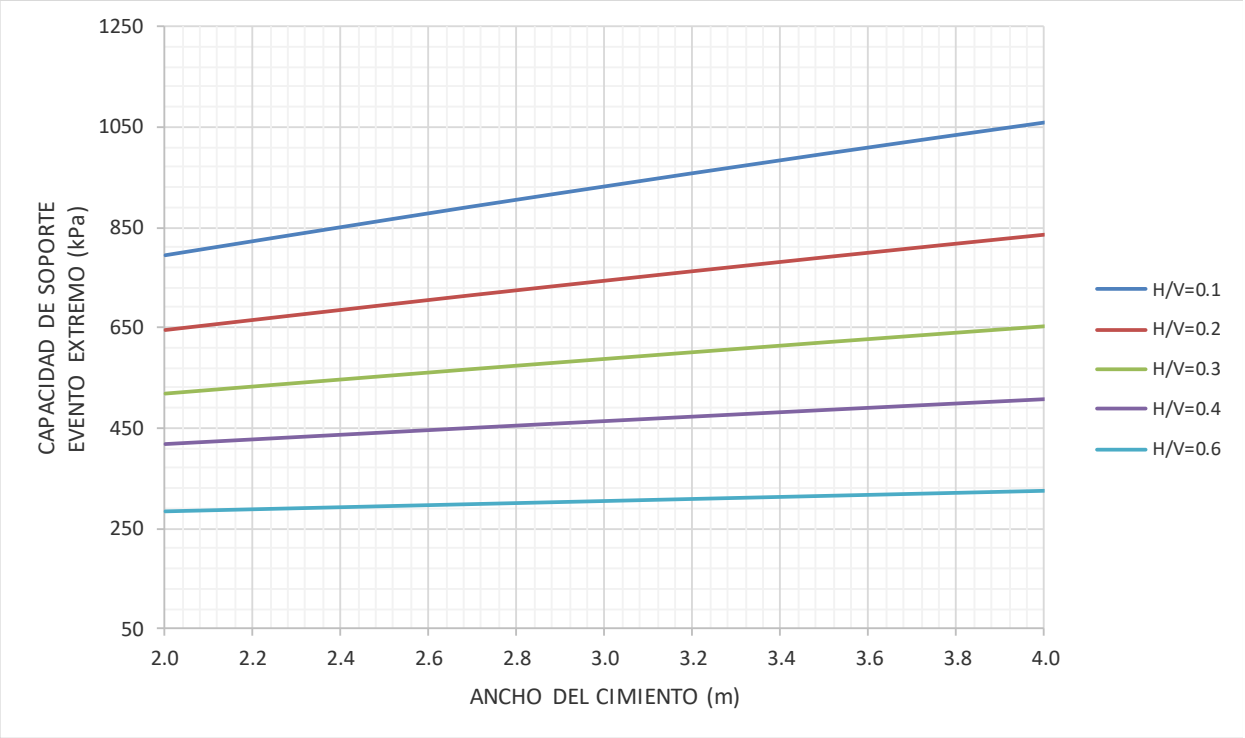
CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE - CARGAS NORMALES FS = 3.0



CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (kPa)

Relación de Fuerzas (H/V)	B (m)				
	2.0	2.5	2.9	3.5	4.0
0.1	397	432	459	498	529
0.2	322	347	367	395	417
0.3	260	277	291	310	326
0.4	209	221	230	244	254
0.6	141	146	150	156	162

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE - EVENTO EXTREMO FS = 1.5



CAPACIDAD PORTANTE - EVENTO EXTREMO (kPa)

Relación de Fuerzas (H/V)	B (m)				
	2.0	2.5	2.9	3.5	4.0
0.1	794	864	918	996	1059
0.2	644	694	733	790	835
0.3	519	554	581	621	652
0.4	419	442	460	487	509
0.6	282	292	301	313	323

Para el análisis realizado se tienen capacidades admisibles (para cargas normales) en cimientos corridos (2 a 4 metros de base), de 40 a 53 toneladas y para condición de evento extremo se tienen capacidades de 79 a 106 toneladas, considerando una carga horizontal mínima, equivalente a un 10% de la resultante de la carga vertical; en caso de emplear cargas horizontales mayores, se presentan los valores de capacidad portante como una fracción de la carga vertical, hasta de un 60%.

15.2.2. MÓDULOS DE REACCIÓN VERTICAL

Se sigue la metodología expuesta en el documento “Parametrización de Suelos – Ing. Augusto José Leoni, de la Universidad Nacional de la Plata, Argentina”, para el cálculo del coeficiente de reacción vertical Kv en suelos granulares (dado que la cimentación queda apoyada en el estrato de la arena con presencia de limos).

Para un plato de carga normalizado de sección de apoyo cuadrada de ancho B_1 = 30 cm se obtendrá el valor del coeficiente de balasto unitario vertical, “kv_1” calculado de la siguiente forma (Para el cálculo de N_{60} se toma el valor de N_{45} para el estrato correspondiente, multiplicado por el factor 45/60):

$$k_{v1} = 56.3 \times (N_{60})^{0.66} \times \left[1 - (0.5)^{(0.15+0.004N_{60})}\right]$$

Así mismo, para una base cuadrada de ancho B, puede ser estimado a partir de la siguiente expresión, donde “B” se expresa en cm:

$$k_{cuadrada} = k_{V1}\left[\frac{B + 0.30}{2B}\right]^{n} \times \left(1 + 2 \times \frac{D}{B}\right)$$

$$n = 1.7 \times B^{0.15}$$

Donde:

D: Profundidad a la que se apoya la base.

B: Ancho en metros.

n debe estar entre el rango (1.5 – 3)

El término $\left(1 + 2 \times \frac{D}{B}\right)$ nunca puede superar el valor de 2 y si lo supera se reemplaza el término por 2.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para diferentes geometrías de cimientos continuos:

FIGURA 86. MÓDULOS KV

MODULO DE REACCIÓN VERTICAL Kv B=1.0m							
MATERIAL	B(m)	L (m)	N_{145}	N_{60}	K_{V1} (kN/m^3)	$K_{cuadrada}$ (kN/m^3)	$K_{rectangular}$ (kN/m3)
Qc	2.00	6.00	29	22	126263	18939.50	14730.72
Qc	2.00	8.00	29	22	126263	18939.50	14204.63
Qc	2.00	10.00	29	22	126263	18939.50	13888.97
Qc	2.00	12.00	29	22	126263	18939.50	13678.53
Qc	2.00	15.00	29	22	126263	18939.50	13468.09

MODULO DE REACCIÓN VERTICAL Kv B=1.5m							
MATERIAL	B(m)	L (m)	N_{145}	N_{60}	K_{V1} (kN/m^3)	$K_{cuadrada}$ (kN/m^3)	$K_{rectangular}$ (kN/m3)
Qc	2.50	6.00	29	22	126263	15151.60	12205.46
Qc	2.50	8.00	29	22	126263	15151.60	11679.36
Qc	2.50	10.00	29	22	126263	15151.60	11363.70
Qc	2.50	12.00	29	22	126263	15151.60	11153.26
Qc	2.50	15.00	29	22	126263	15151.60	10942.82

MODULO DE REACCIÓN VERTICAL Kv B=1.8m							
MATERIAL	B(m)	L (m)	N_{145}	N_{60}	K_{V1} (kN/m^3)	$K_{cuadrada}$ (kN/m^3)	$K_{rectangular}$ (kN/m3)
Qc	2.90	6.00	29	22	126263	13061.72	10812.21
Qc	2.90	8.00	29	22	126263	13061.72	10286.11
Qc	2.90	10.00	29	22	126263	13061.72	9970.45
Qc	2.90	12.00	29	22	126263	13061.72	9760.01
Qc	2.90	15.00	29	22	126263	13061.72	9549.57

MODULO DE REACCIÓN VERTICAL Kv B=2.0m							
MATERIAL	B(m)	L (m)	N_{145}	N_{60}	K_{V1} (kN/m^3)	$K_{cuadrada}$ (kN/m^3)	$K_{rectangular}$ (kN/m3)
Qc	3.50	6.00	29	22	126263	10822.57	9319.44
Qc	3.50	8.00	29	22	126263	10822.57	8793.34
Qc	3.50	10.00	29	22	126263	10822.57	8477.68
Qc	3.50	12.00	29	22	126263	10822.57	8267.24
Qc	3.50	15.00	29	22	126263	10822.57	8056.80

MODULO DE REACCIÓN VERTICAL Kv B=2.5m							
MATERIAL	B(m)	L (m)	N_{145}	N_{60}	K_{V1} (kN/m^3)	$K_{cuadrada}$ (kN/m^3)	$K_{rectangular}$ (kN/m3)
Qc	4.00	6.00	29	22	126263	9469.75	8417.56
Qc	4.00	8.00	29	22	126263	9469.75	7891.46
Qc	4.00	10.00	29	22	126263	9469.75	7575.80
Qc	4.00	12.00	29	22	126263	9469.75	7365.36
Qc	4.00	15.00	29	22	126263	9469.75	7154.92

15.2.3. DIAGRAMAS DE PRESIÓN APARENTE DE TIERRAS

Las presiones de tierras actuantes sobre el muro se definieron mediante diagramas de presión aparente, considerando las condiciones de carga estática, teniendo en cuenta que se recomienda disponer un filtro en el trasdós del muro no se tuvo en cuenta la presencia de empujes hidrostáticos sobre esta estructura. Los diagramas adoptados reflejan de manera conservadora el comportamiento del relleno, y constituyen la base para el dimensionamiento estructural del muro.

1) NIVEL FREATICO Y SOBRECARGAS

NF = 10.0 m

Carga Muerta q_D = 0.0 kPa

Carga Viva q_L = 0.0 kPa

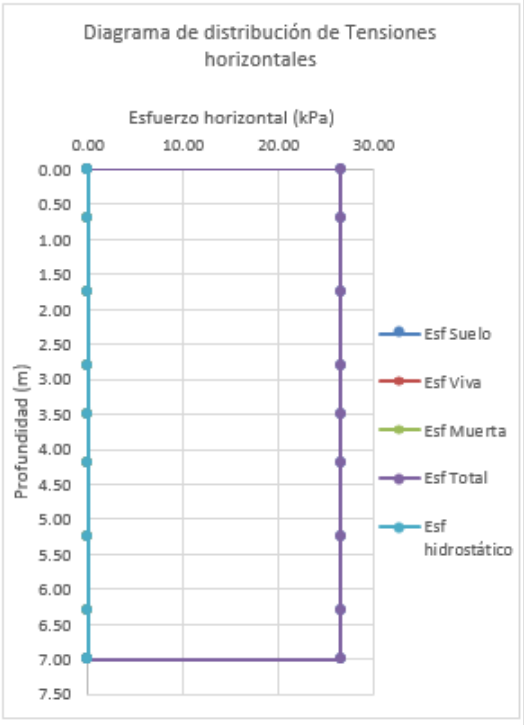
2) PARÁMETROS EMPLEADOS

MATERIAL ARENA

$\gamma 1$	(kN/m3)	=	19	$\gamma prom$	(kN/m3)	=	19.0
$\gamma 2$	(kN/m3)	=	19				
H1	(m)	=	7.0				
H2	(m)	=					
H total	(m)	=	7.0		0.25H	=	1.8 m
ϕ	°	=	32.0		0.50H	=	3.5 m
Ka	-	=	0.31		0.75H	=	5.3 m

4) EMPUJES DE TIERRA

Z (m)	Esf Suelo	Esf Viva	Esf Muerta	Esf hidrostático	Esf Total
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
0.70	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
1.75	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
2.80	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
3.50	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
4.20	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
5.25	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
6.30	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
7.00	26.56	0.00	0.00	0.00	26.56
7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La ladera ubicada en el sector La Calera presenta un deslizamiento rotacional activo, asociado principalmente a depósitos de vertiente coluviales con bloques inmersos en una matriz limo-arcillosa altamente susceptible a la pérdida de resistencia por incremento de humedad y presión intersticial.

- Si bien la exploración geotécnica realizada es representativa en términos de profundidad y cobertura general, el modelo geológico-geotécnico adoptado en los diseños iniciales resulta simplificado, especialmente en la definición del material inestable y en la transición suelo–roca, lo cual introduce incertidumbre en los análisis de estabilidad, siendo necesario redefinir el modelo.

- La definición de los parámetros geotécnicos se realizó a partir de la integración de información de exploración, ensayos de laboratorio, análisis geofísicos y retrocálculos basados en pruebas de carga, lo cual permitió reducir la incertidumbre asociada al comportamiento de los materiales y adoptar valores representativos de las condiciones reales del sitio.

- La evaluación progresiva de escenarios evidenció que las medidas de intervención consideradas de manera aislada (terraceo o refuerzo puntual) generan incrementos parciales en el factor de seguridad, pero resultan insuficientes para garantizar la estabilidad global del talud bajo condiciones hidráulicas desfavorables.

- Los resultados de las modelaciones confirman que el nivel de agua TR-20 constituye la condición crítica de diseño, presentando una cercanía significativa al nivel extremo, coherente con los mecanismos de inestabilidad observados en campo y con los antecedentes de fallas asociadas a eventos de lluvia y deficiencias en el drenaje superficial y subterráneo.

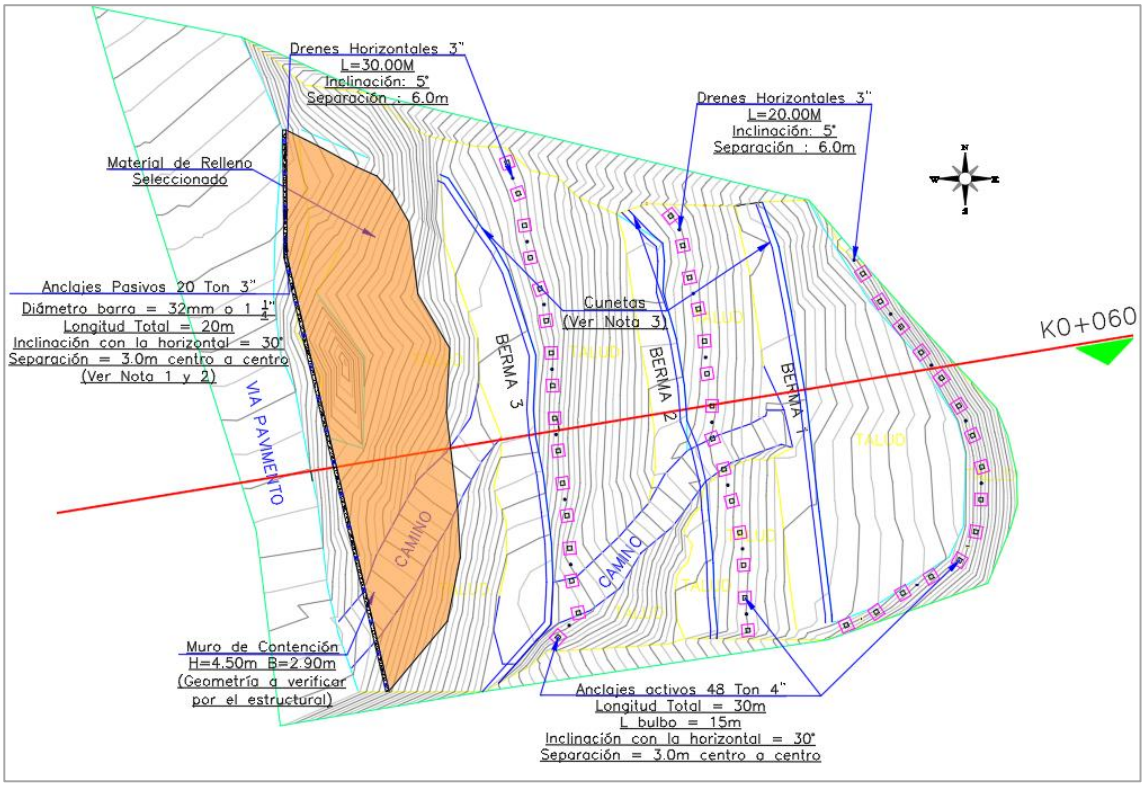
- En función de lo anterior, los análisis de estabilidad finales se desarrollaron para los escenarios de nivel de agua bajo y TR-20, los cuales enmarcan de manera adecuada el rango de comportamiento esperado del talud bajo condiciones normales y de diseño.

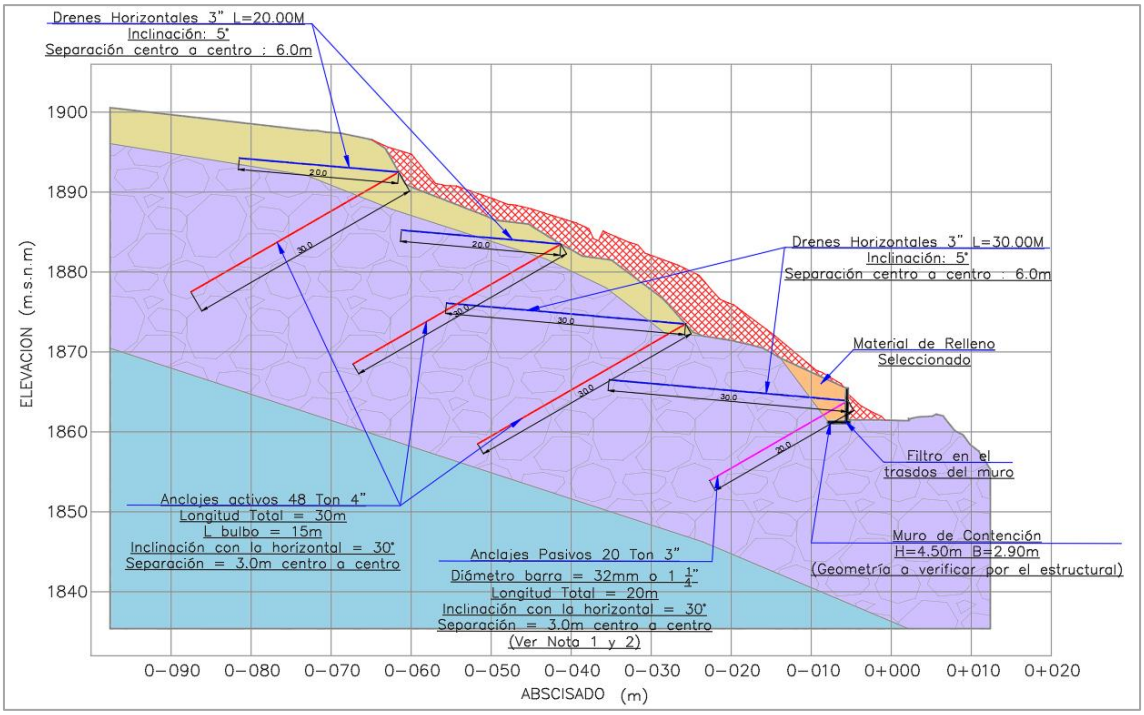
- Los análisis confirman que el control hidráulico es un factor determinante en la estabilidad del talud, siendo indispensable la implementación de drenes horizontales para la reducción de presiones de poros y la mejora del comportamiento global del macizo.

- El muro de contención propuesto en la parte inferior del talud actúa como un elemento complementario del sistema de estabilización, contribuyendo al control de deformaciones y a la redistribución de esfuerzos, particularmente en los escenarios con niveles freáticos elevados.

- La alternativa de solución que integra de manera conjunta el terraceo, los anclajes activos, el sistema de drenes horizontales y el muro de contención inferior es la única que garantiza el cumplimiento de los factores de seguridad de referencia de la NSR-10, tanto en condición estática como pseudo-estática, para los niveles de agua bajo y de diseño (TR-20).

- En consecuencia, dicha alternativa se recomienda como solución definitiva de estabilización, al proporcionar un comportamiento estable del talud frente a los principales detonantes de inestabilidad identificados, especialmente aquellos asociados a eventos de lluvia intensa.





- No obstante, la efectividad de las obras propuestas, en particular de los drenes horizontales, depende directamente de su correcto funcionamiento y de la ejecución de un programa de mantenimiento periódico. Es indispensable realizar inspecciones regulares, limpieza de salidas, control de obstrucciones y verificación del comportamiento durante épocas de lluvia, con el fin de asegurar que las condiciones hidráulicas consideradas en el diseño se mantengan en el tiempo.

- Como medida de protección superficial del talud, se recomienda la implementación de hidrosiembra en las zonas expuestas del terreno intervenido. Esta técnica consiste en la proyección de una mezcla compuesta por semillas, fertilizantes, fibras orgánicas o sintéticas, estabilizadores y agua, con el fin de promover el establecimiento rápido de cobertura vegetal sobre la superficie del talud.

  La implementación de hidrosiembra permite reducir los procesos de erosión superficial asociados a la escorrentía, mejorar la retención de humedad en el suelo y favorecer el desarrollo de raíces que contribuyen al confinamiento superficial del material. A diferencia de soluciones rígidas como el concreto lanzado, esta alternativa resulta más compatible con el comportamiento natural del talud, permitiendo la infiltración controlada del agua y la integración paisajística de la intervención.

- Finalmente, se resalta que el dimensionamiento definitivo de los elementos estructurales rígidos asociados al sistema de estabilización (dados de anclaje y muro de contención) deberá ser validado y verificado por el especialista estructural, a partir de los insumos geotécnicos presentados en este informe.

17. BIBLIOGRAFIA

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente. *NSR-10*. Bogotá, D.C., Colombia.

Bowles, E. (1988). *Foundation Analysis and Design - 4rd. Ed. - 1004 pp.* McGraw-Hill Book Co.

Carter, M., & Bentley, S. (1991). Correlations of Soil Properties. London: Pentech Press.

Geosistemas PAVCO. (2018). Manual de Sistemas de Subdrenaje.

González, Á. (1999). Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT. *X JORNADAS GEOTÉCNICAS DE LA INGENIERÍA COLOMBIANA - SCI - SCG*, (págs. 1-12).

González, Á. (5 - 7 de Octubre de 2016). Resistencia no Drenada y Comportamiento a Corto vs Largo Plazo Como Malinterpretaciones en Ingeniería Geotécnica. *Undrained Strength and Short Term vs Long Term Behavior as Misinterpretations in Geotechnical Engineering*. CARTAGENA, Colombia: XV CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTECNIA & II CONFERENCIA INTERNACIONAL ESPECIALIZADA EN ROCAS BLANDAS.

IDIGER. (9 de 11 de 2018). *Consulta SIG - ArcGIS*. Obtenido de http://idiger.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=fa4b277533584c3a95a9208b4d542e19

Ozdemir, S. S. (2011). A Refined Formula for the Allowable Soil Pressure Using Shear Wave Velocities. *The Open Civil Engineering Journal*, 1-8.

Ruge, J. E. (2015). Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos In Situ. *Tecno Lógicas* , 93-104.

Suárez, J. (2009). *Deslizamientos - Técnicas de remediación* (Vol. 2). Bucaramanga, Colombia: Jaime Suárez.

Suarez, J. (2009). *Deslizamientos 2 - Técnicas de Remediación.* Bucaramanga: Ediciones Universidad Industrial de Santander.

18. LIMITACIONES

Las recomendaciones dadas en este informe se fundamentan en los registros y resultados de investigación del subsuelo de los estudios de riesgo del año 2014 denominado, bajo el nombre “ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA PROYECTOS DE OBRA PÚBLICA EN EL BARRIO LAS PALMAS SECTOR LA CALERA Y LA ATENCIÓN DE UNA ACCIÓN JUDICIAL - CONTRATO 4600102287 DE 2024” y el cual fue elaborado por la firma consultora MOREAL INGENIEROS, los cuales fueron complementados con la actualización del componente técnico. En caso de presentarse durante la etapa de construcción condiciones del subsuelo diferentes a las mencionadas aquí, se deberá dar aviso al ingeniero geotecnista para realizar las modificaciones pertinentes.