



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DE LOS SITIOS CRÍTICOS K22+400 Y K22+600

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 2.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



JUNIO DE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	7
1.1	OBJETIVOS	7
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	8
2.1	ANTECEDENTES	12
3	DIAGNÓSTICO	13
3.1	ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN	13
4	GEOLOGÍA	15
4.1	OBJETIVO GENERAL	15
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
4.3	ALCANCE	15
4.4	METODOLOGÍA	15
4.4.1	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	16
4.4.2	ESTUDIOS DE CAMPO	16
4.4.3	CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA	16
4.4.4	LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	16
4.4.5	DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA	17
4.4.6	INFORME FINAL GEOLOGÍA	17
4.5	GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO	17
4.6	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	25
4.7	GEOMORFOLOGÍA	26
4.8	CONCLUSIONES	27
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	28
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	28
5.2	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	29
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	33
5.4	PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	35
5.5	NIVEL FREÁTICO	42

5.6	EXPLORACIÓN INDIRECTA (DAQ)	42
5.7	SOBREVUELO CON DRONE	48
6	DISEÑO GEOTÉCNICO	49
6.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	49
6.2	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL	51
6.2.1	SECCIÓN DE ANÁLISIS K22+240 A K22+350	51
6.2.2	SECCIÓN DE ANÁLISIS - K22+355 A K22+480	56
6.3	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS	60
6.3.1	SECCIÓN DE ANÁLISIS K22+240 A K22+350	61
6.3.2	SECCIÓN DE ANÁLISIS K22+355 A K22+480	64
6.4	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES	67
6.5	CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS	69
6.6	DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	75
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	77
8	LIMITACIONES	79
9	ANEXOS	79
	ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	80
	ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO	81
	ANEXO 3. PLANOS CONSTRUCTIVOS	82

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco	8
Imagen 2. Mapa Geológico del sector K28+900, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.	18
Imagen 3. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas. Fuente: Modificado de Google Earth (2022).	19
Imagen 4. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.	20
Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.	21
Imagen 6. Depósitos recientes, Santiago Pérez.	21
Imagen 7. Estratos de arcillolitas en el borde superior del escarpe desarrollado en K22+400.	22
Imagen 8. Depósito cuaternario producto del deslizamiento, 22+400 ladera abajo.	23
Imagen 9. Depósito cuaternario producto del deslizamiento, 22+400 vista desde ladera abajo.	23
Imagen 10. Desarrollo de escarpes secundarios ladera abajo.	24
Imagen 11. Delimitación del movimiento de remoción y la masa desplazada.	24
Imagen 12. Delimitación del movimiento de remoción y la masa desplazada.	25
Imagen 13. Falla Santiago Pérez.	26
Imagen 14. Geomorfología local del sitio crítico K22+400.	27
Imagen 15. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K22+240 a K22+350	30
Imagen 16. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K22+355 a K22+460	30
Imagen 17. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 1	37
Imagen 18. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2	38
Imagen 19. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 3	39
Imagen 20. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 4	40
Imagen 21 modelo geológico – geotécnico sección K22+240 a K22+350	41
Imagen 22 modelo geológico – geotécnico sección K22+355 a K22+460	42
Imagen 23. Localización exploración del subsuelo de manera indirecta – Línea sísmica 1 y 2	43
Imagen 24. Perfil obtenido a través de la línea sísmica 1 y velocidad de onda S K22+240 a K22+350	47
Imagen 25. Perfil obtenido a través de la línea sísmica 1 y velocidad de onda S K22+355 a K22+460	47
Imagen 26. Geometría de análisis K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.	52
Imagen 27. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.	53
Imagen 28. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.	53
Imagen 29. Geometría de análisis K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.	54
Imagen 30. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.	55
Imagen 31. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.	55
Imagen 32. Geometría de análisis K22+355 A K22+480. Superficies de falla del talud externo.	57
Imagen 33. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla del talud externo.	57
Imagen 34. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla del talud externo.	58
Imagen 35. Geometría de análisis K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.	59
Imagen 36. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.	59
Imagen 37. Factor de seguridad C. inicial – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.	60

Imagen 38. Geometría de análisis con obras - K22+240 A K22+350	61
Imagen 39. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350	62
Imagen 40. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350	63
Imagen 41. Geometría de análisis K22+355 a K22+480	64
Imagen 42. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 a K22+480	65
Imagen 43. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 a K22+480	66
Imagen 44. Factor de seguridad corte temporal – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price	67
Imagen 45. Factor de seguridad corte temporal – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price	68
Imagen 46. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo K22+240 a K22+350, y K22+355 a K22+430– talud externo	70
Imagen 47. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) K22+240-K22+350	72
Imagen 48. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) K22+355-K22+460	72
Imagen 49. Capacidad de carga de seguridad caisson tramos K22+240 a K22+350 y K22+355 a K22+430– estado límite de evento extremo	73
Imagen 50. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado	74
Imagen 51. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado	75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto	28
Tabla 2 Localización de sondeos	29
Tabla 3 Resumen ensayos de laboratorio sondeo 1	34
Tabla 4 Resumen ensayos de laboratorio sondeo 2	34
Tabla 5 Resumen ensayos de laboratorio sondeo 3	35
Tabla 6 Resumen ensayos de laboratorio sondeo 4	35
Tabla 7. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 1	44
Tabla 8. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 2	44
Tabla 9. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 3	44
Tabla 10. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 4	44
Tabla 11. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), ...	50
Tabla 12. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties)	50
Tabla 13. Parámetros de diseño seleccionados con base en la información de campo y laboratorio. Sector inestable K22+240 a K22+350	51
Tabla 14. Parámetros de diseño seleccionados con base en la información de campo y laboratorio. Sector inestable K22+355 a K22+480	51
Tabla 13. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo. Sector inestable K22+240 a K22+350	52
Tabla 15. Factores de seguridad sector inestable K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.	54
Tabla 16. Factores de seguridad sector inestable K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.	54
Tabla 14. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo. Sector inestable K22+355 a K22+480	56
Tabla 17. Factores de seguridad sector inestable K22+355 -K22+480	58
Tabla 18. Factores de seguridad sector inestable K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.	58
Tabla 19. Características de los materiales de contención ingresados al programa	60
Tabla 20. Factores de seguridad sector inestable K22+240 -K22+350	64
Tabla 21. Factores de seguridad sector inestable K22+355 -K22+480	67
Tabla 22. Factores de seguridad cortes temporales sector inestable K22+400 a 22+600	68
Tabla 23. Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K22+240 a K22+350, y K22+355 a K22+430– talud externo.	70
Tabla 24. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K22+240 a K22+350 y K22+355 a K22+430– estado límite de evento extremo.	73
Tabla 25. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado	74
Tabla 26. Resistencia a la Tracción	75
Tabla 27. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe	76

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350	9
Fotografía 2 y Fotografía 3. Empozamientos y saturación talud externo sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350.....	9
Fotografía 4. Quebrada presente en la zona y la afectación que ejerce en la pata del talud externo sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350.....	10
Fotografía 5, Fotografía 6 y Fotografía 7. Estructura hidráulica afectada en el sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350	11
Fotografía 8. Panorámica general del sector inestable entre las abscisas K22+355 a K22+460	11
Fotografía 9 y Fotografía 10. Empozamientos y saturación talud externo sector inestable entre las abscisas K22+355 a K22+460.....	12
Fotografía 11 y Fotografía 12. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector K22+240 A K22+350	31
Fotografía 13 y Fotografía 14. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector K22+240 A K22+350	31
Fotografía 15 y Fotografía 16. Exploración de subsuelo sondeo 3 K22+355 a K22+460	32
Fotografía 17 y Fotografía 18. Exploración de subsuelo sondeo 4 K22+355 a K22+460	32
Fotografía 19 y Fotografía 20. Exploración de subsuelo sondeo 5 K22+355 a K22+460	33
Fotografía 21 y Fotografía 22. Materiales de depósito característicos del estrato 1	36
Fotografía 23 y Fotografía 24. Materiales característicos del estrato 2	36
Fotografía 25, Fotografía 26 y Fotografía 27. Exploración indirecta, línea de refracción sísmica sector K22+240 a K22+350.....	45
Fotografía 28, Fotografía 29 y Fotografía 30. Exploración indirecta, línea de refracción sísmica sector K22+355 a K22+480.....	46
Fotografía 31, Fotografía 32, Fotografía 33 y Fotografía 34. Vista general del sector objeto de estudio	48

1 INTRODUCCIÓN

La vía que conecta los municipios de Ataco y Planadas hace parte de la red vial secundaria del departamento del Tolima, la cual requiere mejoramiento, rehabilitación, la adecuación de su sección transversal junto con la intervención en zonas de inestabilidad geotécnica, para garantizar la normal operación en el corredor. Estas últimas han sido motivo de re nivelaciones y pérdidas de banca parcial o total, que a la fecha las dejan en condiciones de vulnerabilidad, que compromete la seguridad de los usuarios y obligan a proveer una solución. Por tal razón La Gobernación del Tolima y El Instituto Nacional de Vías INVIAS delegó al CONSORCIO VIAS Y EQUIPOS TOLIMA SUR 2023 mediante el contrato No. 2096 de 2022 “El Mejoramiento de la vía Ataco – Planadas en el departamento del Tolima”. Que a cargo de su departamento técnico realizó la inspección de la información existente, verificación de las condiciones de capacidad, deformabilidad y estabilidad al momento de ejecución del contrato.

Los estudios y diseños mostrados en el presente documento contemplan análisis geotécnicos basados en el plan de exploración del subsuelo, información secundaria, visita diagnóstica y levantamiento topográfico, evaluación de la condición de capacidad deformabilidad y estabilidad, proponiendo finalmente el sistema de cimentación más favorable en razón a las condiciones de terreno y proceso constructivo.

1.1 OBJETIVOS

Se ha determinado como objetivo general del presente estudio, determinar las causas que generan la inestabilidad en el sector comprendido entre las abscisas K22+240 a K22+350 y entre las abscisas K22+355 A K22+460, realizar el análisis geotécnico de las obras necesarias para garantizar la estabilidad en la zona y el paso seguro de los vehículos y usuarios de la vía.

Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

- Visita técnica de reconocimiento a la zona del proyecto por parte de los especialistas en geotecnia y geología.
- Realización e interpretación del programa de exploración del subsuelo, que permita la caracterización física y mecánica de los materiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona en estudio.
- Planteamiento del modelo geológico-geotécnico de análisis, con base en la topografía del sector en estudio y en los parámetros geomecánicos derivados de la evaluación de la etapa de exploración del subsuelo.
- Determinar el nivel de fundación para las estructuras proyectadas de acuerdo con las con las propiedades físicas y mecánicas del material que lo constituye, con el fin de establecer la resistencia del sistema de cimentación.
- Efectuar análisis de resistencia, deformabilidad y estabilidad, de acuerdo a los materiales reportados durante la etapa de exploración del subsuelo y a los procesos constructivos planteados.
- Realizar las recomendaciones constructivas relacionadas con la ejecución de las actividades de cimentación o adecuación del terreno.
- Realizar la implantación y definición de niveles de cimentación acordes con el diseño geométrico y niveles aprobados para la rasante de la vía, con la menor afectación predial.

2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El objeto del presente estudio se localiza en el departamento del Tolima, específicamente en la vía que conecta a los municipios de Planadas – Ataco (ver **Imagen 1**), a la que se puede acceder desde el interior del país a través de la ruta 40, por el segmento Bogotá - Ibagué, desviando a la altura del municipio de Espinal, este último en dirección sur en ruta 45 con rumbo al municipio de Natagaima, y derivando al occidente a la altura del Corregimiento de Castilla en busca de los municipios de Coyaima y ataco respectivamente.

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado entre las abscisas K22+240 a K22+350 y entre las abscisas K22+355 a K22+460, de la vía ataco – Planadas, en el que se observa un deslizamiento del depósito de coluvión generando pérdida de la banca y un hundimiento y deformaciones en el tramo de vía que se encuentra en afirmado, la afectación del primer tramo es de aproximadamente 110m y la del segundo tramo es de aproximadamente 125m.

En el talud interno externo de los dos tramos en estudio se evidencia saturación de los materiales superficiales que conforman el perfil estratigráfico generando pérdida y degradación de las propiedades físicas y mecánicas de los mismos.

Tramo localizado entre las abscisas K22+240 a K22+350

En este sector el talud externo cuenta con una altura aproximada de 25m y una pendiente variable entre 20 y 30 grados. La vegetación en el talud externo es escasa, se observan algunos árboles propios de la región y abundantes pastizales que son utilizados para el pastoreo. Este talud se encuentra totalmente saturado y se evidencian empozamientos a lo largo del mismo incrementando aún más la inestabilidad en esta zona. En la parte baja del talud se aprecia el paso de una quebrada la cual ejerce socavación lateral en la pata del talud y ocasionando erosión

superficial del mismo en el sector adyacente a la quebrada. En las fotografías a continuación se muestra un panorama general del sector inestable objeto de estudio.

Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350



Fotografía 2 y Fotografía 3. Empozamientos y saturación talud externo sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350



Fotografía 4. Quebrada presente en la zona y la afectación que ejerce en la pata del talud externo sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350

Es importante mencionar que al momento de la visita de reconocimiento a la zona objeto de estudio no se observan manifestaciones de inestabilidad en superficie ni condiciones geotécnicas particulares hacia el talud interno.

En esta zona se observa la presencia de una estructura hidráulica tipo box couvert la cual se encuentra colmatada, y ya se encuentra en pérdida total ya que producto de la inestabilidad se encuentra su cabezote de descole desplazado 4m aproximadamente de la vía hacia el talud externo, perdiendo por completo su funcionalidad, tal y como se observa en las fotografías a continuación.





Fotografía 5, Fotografía 6 y Fotografía 7. Estructura hidráulica afectada en el sector inestable entre las abscisas K22+240 a K22+350

Tramo localizado entre las abscisas K22+355 a K22+460

En este sector el talud externo cuenta con una altura aproximada de 15m y una pendiente variable entre 10 y 20 grados. La vegetación en el talud externo es escasa, se observan algunos árboles propios de la región y abundantes pastizales que son utilizados para el pastoreo. Este talud se encuentra totalmente saturado y se evidencian empozamientos a lo largo del mismo incrementando aún más la inestabilidad en esta zona. Como se observa en las fotografías a continuación.



Fotografía 8. Panorámica general del sector inestable entre las abscisas K22+355 a K22+460



Fotografía 9 y Fotografía 10. Empozamientos y saturación talud externo sector inestable entre las abscisas K22+355 a K22+460

2.1 ANTECEDENTES

Como se mencionó con anterioridad existen distintos sectores de este importante corredor del sur del Tolima que presentan afectación de estabilidad de la banca con motivo de la incursión de los ríos Atá y Saldaña, de los cuales se hace mención de los siguientes:

- Municipio Ataco, entre las abscisas K35+900 – K41+450, sector vereda Aguadulce presentó múltiples interrupciones con motivo de la incursión del río Atá, condición que motivó la realización de estudio Hidráulico mediante contrato de consultoría 280379, entre la Federación Nacional de Cafeteros y la empresa AIM LTDA. Producto del estudio resultó la construcción de obras de protección marginal en dicho río, mediante espolones.
- De manera general se comenta que existen al menos 14 puntos de erosión marginal en la carretera Coyaima – Planadas en los cuales se ve comprometida la transitabilidad en el corto a mediano plazo, como ejemplo de este comportamiento la emergencia ocurrida a la altura del K2+350 de la vía Ataco - Coyaima.
- Con alcance en contrato de obra **No.CN2013-1190 de 2013**, se adelantó la construcción del puente sobre la Quebrada Montalvo¹ en el año 2015, el autor acompañó el proceso constructivo de la cimentación, la consultoría estuvo a cargo de la empresa UG21 para el DPS - 2012.

¹ Obra localizada 80m al norte de la pérdida de banca

3 DIAGNÓSTICO

En este aparte se presentan los principales aspectos observados durante los trabajos de campo para identificar las causas que se presentan en sector de estudio desarrollados por **DISEÑOS GEOTÉCNICOS S.A.S.** en el marco de Esta Consultoría; identificando la magnitud de la afectación, su naturaleza, los factores detonantes y la alternativa solución.

De acuerdo con las visitas de reconocimiento y en la exploración del subsuelo efectuada, se considera que en el estado actual de los dos sitios objeto de estudio se debe desarrollar una intervención importante siendo necesario diseñar las obras de protección que garanticen la estabilidad de la zona afectada, para esto fue necesario adelantar un análisis de tipo geológico, geotécnico e hidráulico, con el fin evaluar la condición de estabilidad general de la ladera.

En los dos tramos de estudio, como se ha mencionado anteriormente fue identificada una inestabilidad de tipo rotacional que compromete el talud externo entre las abscisas K22+240 a K22+350 en una longitud de 110m aproximadamente y entre las abscisas K22+355 a K22+460 en una longitud de 125m aproximados

En estos dos tramos se observa un deslizamiento del depósito de coluvión generando pérdida de la banca, un hundimiento y deformaciones en el tramo de vía que se encuentra en afirmado, la afectación del primer tramo es de aproximadamente 110m y la del segundo tramo es de aproximadamente 105m.

En virtud de lo anterior, en este sector se llevó a cabo la ejecución de cuatro (4) sondeos con equipo mecánico con profundidades variables entre 20m y 25m, dos de ellos en el primer tramo y los dos restantes en el segundo tramo afectado, con el fin de conocer el perfil estratigráfico promedio de la zona y así definir la cimentación técnica y económicamente más adecuada de las obras de contención necesarias para garantizar la estabilidad de la ladera y el paso seguro de los vehículos en el sector de la referencia.

También se llevó a cabo la definición del modelo geológico geotécnico que permitió establecer las obras más adecuadas teniendo en cuenta el estado actual del contrato y los recursos disponibles.

De igual forma y con base en la topografía detallada se verificó la condición de capacidad portante y la estabilidad general de los taludes, adicionalmente se llevó a cabo un reconocimiento detallado desde el punto de vista geológico y geotécnico.

3.1 ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo de los dos tramos, la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 10m, el muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

Las dos filas de caisson que fueron establecidas para que una de ellas trabaje a tracción y otra a compresión, toda vez que en caso de dejar una única fila de caisson estas deberá cumplir un empotramiento tal que garantice la estabilidad de la estructura, y esta, sin embargo resultará trabajando como elemento muy esbelto. Lo anterior toda vez que se identificaron los materiales rocosos a una profundidad de entre 6m y 7m que para muros de máximo 6m corresponden a longitudes en voladizo de 12m.

Como se ha mencionado anteriormente este sector se ha dividido en dos tramos, los cuales se relacionan a continuación:

- K22+240 a K22+350, en este tramo la altura de los muros varía entre 3,3m y 6,7m. La solución se desarrollará en una longitud aproximada de 110m.
- K22+355 a K22+460, en este tramo la altura del muro varía entre 2,1m y 5,8m. La solución se desarrollará en una longitud aproximada de 105m.

El nivel de cimentación se obtendrá haciendo la excavación a la altura correspondiente y garantizando la uniformidad de los materiales.

4 GEOLOGÍA

4.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del estudio de geología consiste en la descripción y análisis de las características geológicas y geomorfológicas del sector inestable localizado en la vía Ataco – Planadas entre las abscisas K22+400 y K22+600. Con base a los resultados obtenidos se define la configuración geológica y geomorfológica de la zona, además de las condiciones de estabilidad y reconocimiento de las posibles causas de fallamiento del sitio

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Generación de los mapas geológicos del tramo del corredor vial con base a la cartografía existente 1:100.000 y el análisis realizado a la topografía y mapa de amenazas y susceptibilidad a movimientos en masa. Los mapas geológicos delimitan las unidades litológicas presentes en la zona de estudio. De igual forma, los mapas generados van acompañados de la memoria explicativa que describe la composición litológica de la unidad, características de resistencia de las rocas y comportamiento geomecánico general acompañado de la respectiva columna estratigráfica. De igual forma, se incluyen análisis de estructuras como fallas locales y regionales presentes en la zona y planos de foliación.
- Generación de los mapas geomorfológicos del tramo del corredor vial con base al análisis realizado a topografía, y mapa de susceptibilidad a movimientos en masa. Los mapas geológicos delimitan las unidades geomorfológicas y homogéneas presentes en la zona de estudio. De igual forma, los mapas generados van acompañados de la memoria explicativa que describe la morfología y geometría de cada una de las unidades plasmadas en los planos.

4.3 ALCANCE

El alcance del estudio en el componente geológico, consiste en efectuar un análisis vertical y en planta con el objetivo de identificar las litologías que se presentan en la zona de estudio. Adicionalmente, se establecen las estructuras geológicas y geomorfológicas más importantes, las cuales pueden evidenciar la morfodinámica de la zona. Con base a los resultados obtenidos de correlación de sondeos geotécnicos y perfiles transversales se pueden obtener conclusiones útiles para el geotecnista encargado del diseño de las estructuras de soporte del corredor vial. Así mismo, la recuperación de muestras y la ejecución de los ensayos de campo son fundamentales para realizar una validación de los resultados obtenidos del levantamiento de los perfiles geológicos.

4.4 METODOLOGÍA

Para este estudio se llevó a cabo en primer lugar la revisión bibliográfica de la información existente de la zona proporcionada por el Servicio Geológico Colombiano y el Instituto Geográfico Agustín Codazzi. Seguidamente con la

campaña exploratoria en campo se logró la caracterización y mapeo de las unidades geológicas del área, además del levantamiento de la estratigrafía y caracterización geomorfológica.

4.4.1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

La revisión bibliográfica consistió en la búsqueda de toda la información que pudiera ser relevante al estudio de geología. Para ello se buscó información en planchas y memorias geológicas, informes de geología y literatura. El detalle listado de esta información se presentó en una sección previa a este capítulo. Toda la información obtenida se complementó con base a los estudios realizados en campo.

4.4.2 ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente a los puntos K22+400 y K22+600. Para ello se tomaron diferentes muestras tanto de suelo rodado como de roca in situ para poder realizar la caracterización litológica de las rocas. Algunos de los parámetros identificados fueron: grado de meteorización, caracterización de la matriz rocosa, forma de los clastos, selección de los clastos, etc. Adicionalmente, esta caracterización se realizó de la mano de los sondeos realizados en campo y que se describen más adelante en la sección del programa de exploración. Con ayuda de las muestras adquiridas en campo, se realizó la cartografía geológica en una escala relevante al proyecto. Para realizar el mapeo se tomó como base la cartografía geológica a escala 1:100.000.

Con base a la cartografía geomorfológica, amenazas y susceptibilidad a movimientos en masa también se identificaron unidades geomorfológicas del proyecto en estudio. Con base en estas unidades se describen los procesos morfodinámicos que pueden llegar a afectar el sitio crítico.

4.4.3 CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

La cartografía de la zona de estudio se mapeo por todo el corredor vial con base a la visita realizada en campo. La cartografía se realizó teniendo como base la topografía, el diseño geométrico definitivo, áreas de corte, áreas de terraplén y localización de los sondeos realizados. La información obtenida en campo consistió en descripciones litológicas, análisis de afloramientos, toma de datos de lineaciones en zonas de taludes y toma de registros fotográficos y de georreferenciación. Adicionalmente, se buscaron los contactos entre las unidades geológicas descritas en la memoria explicativa de la plancha 301 Planadas. Con base a lo descrito en la literatura y las observaciones realizadas en campo, se realizó un mapa geológico y geomorfológico actualizado que muestre a detalle los contactos, lineaciones (foliaciones, fallas y diaclasas), procesos morfodinámicos, drenajes erosivos que se presentan en toda el área de estudio.

4.4.4 LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

El levantamiento de la columna estratigráfica y de los cortes geológicos se realizó con base a los sondeos realizados en campo y con la exploración de campo. La definición de los horizontes litológicos permite al

geotecnista establecer la resistencia de suelos y rocas. Estos parámetros son necesarios para generar los modelos de estabilidad en las zonas críticas del proyecto.

4.4.5 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA

El análisis geomorfológico y morfodinámico se basa principalmente en la topografía de la zona de estudio. Para ello se definieron las unidades geomorfológicas presentes en toda la zona abarcada por la Plancha geológica 301 Planadas definida por el Servicio Geológico Colombiano. Para ello se consultó además la memoria explicativa del mapa geomorfológico de la zona, la cual se mencionó previamente. Adicionalmente, se consulta la literatura para correlacionar los resultados del análisis realizado con otros estudios ejecutados en la misma zona. La topografía de la zona de estudio fue obtenida de los estudios realizados en campo.

De esta forma, con ayuda de la topografía se empieza a realizar una correlación de información para finalmente obtener el mapa de geomorfología de la zona junto con su respectiva morfodinámica. Las zonas erosivas, depósitos aluviales y coluviales, etc., son algunas de las zonas más importantes a identificar. De igual forma, la identificación de zona inestables da indicios de la morfodinámica de la zona tales como reptaciones, erosiones concentradas, terracetos, entre otras.

4.4.6 INFORME FINAL GEOLOGÍA

El informe final consiste en la presentación de toda la información obtenida del análisis geológico y geomorfológico. De esta forma, las demás áreas asociadas al proyecto podrán definir los parámetros, geometrías, corredores etc. que deberán utilizarse para la ejecución del proyecto.

El informe final de geología consistirá en la memoria detallada de las unidades geológicas y geomorfológicas que atraviesan el tramo vial analizados junto con su análisis respectivo. Adicionalmente, el informe final incluye la presentación de los mapas geológicos, geomorfológicos y cortes geológicos longitudinales al corredor vial.

4.5 GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO

El área asociada a los sectores k22+400 y K22+600 se localiza en la plancha 301 Planadas, definida por el Servicio Geológico Colombiano (SGC). La plancha cubre un área de 1960 km² que comprende el borde oriental de la Cordillera Central. Las unidades más importantes que afloran en cercanías a la zona de estudio son las rocas ígneas plutónicas del Batolito de Ibagué que representan un 75% aproximado del área; el restante corresponde a las formaciones sedimentarias y volcánicas con algunos cuerpos intrusivos, que abarcan desde el Triásico hasta el Reciente.

A continuación, se presenta el mapa geológico del sector a escala 1:10000 y la descripción de las principales unidades geológicas que afloran o componen el sector. Como se observa el sitio de estudio se encuentra

sobre rocas de la Formación Gualanday Medio (Tmgm). Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.

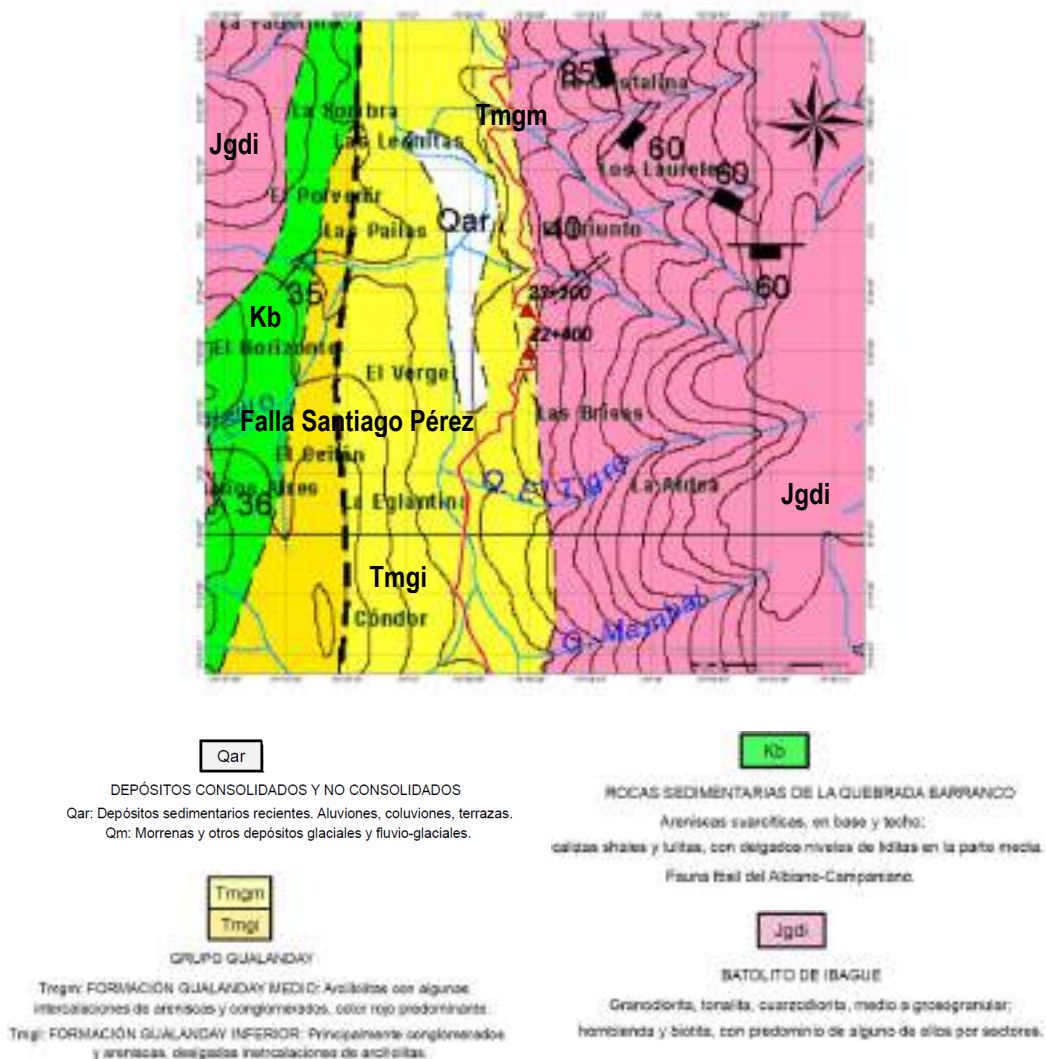


Imagen 2. Mapa Geológico del sector K28+900, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.

BATOLITO DE IBAGUÉ (JGDI)

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano, en este cuerpo intrusivo mayoritariamente se presentan rocas granodioritas, sin embargo, se pueden diferenciar zonas donde predominan las tonalitas y cuarzodioritas, en otros sectores afloran en menor proporción granitos, cuarzomonzonitas y cuarzomonzodioritas. Se le ha asignado un edad Jurásica superior mediante dataciones radiométricas. Geomorfológicamente estos cuerpos constituyen el principal relieve montañoso del área.



Imagen 3. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO

Esta formación se compone de una sucesión de rocas sedimentarias marinas que afloran desde el sur de Planadas hasta el norte de Santiago Pérez. Tiene un espesor aproximado de 575 m, su base está en contacto con el Batolito de Ibagué y la Formación Yaví, mientras que en su tope se encuentra concordante con la Formación Guaduas. Se conforma de areniscas y niveles de conglomerados cuarzosos irregulares en su base, a medida que se asciende en la sucesión las areniscas pasan de arcósicas a cuarcíticas. Un segundo conjunto intermedio de la sucesión se encuentra constituido por bancos gruesos de caliza muy resistente. Seguidamente aparece un conjunto de lutitas oscuras con concreciones de tamaño variable, mientras que el miembro superior de la formación se conforma de cuarzoareniscas con cemento calcáreo con intercalaciones delgadas de limolitas y lutitas calcáreas. La edad de esta formación corresponde al Cretácico entre Aptiano y Maastrichtiano.

GRUPO GUALANDAY (TMGI – TMGM)

Este grupo se ha subdividido en tres miembros, sin embargo, en el área de estudio solo afloran dos de estos: el miembro Gualanday inferior y Gualanday medio.

Formación Gualanday Inferior (Tmgi)

Se limita en su base con la Formación Guaduas con un contacto tectónico y en su tope concordantemente con la Formación Gualanday Medio. Esta formación se compone de una sucesión de conglomerados y areniscas conglomeráticas con algunas intercalaciones de arcillolitas con tonos rojizos en conjunto. En su base son comunes los conglomerados cuyos clastos están conformados principalmente por chert en una matriz areno-arcillosa de color

crema. Hacia el tope son más abundantes las areniscas conglomeráticas y silíceas. Se le ha asignado una edad de Eoceno medio.



Imagen 4. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Formación Gualanday Medio (Tmgm)

Se puede observar en gran parte de la vía Ataco – Planadas, en los sectores de Las Señoritas y Santiago Pérez. Está en contacto concordante con la Formación Gualanday Inferior en su base, mientras que el contacto superior está erosionado por lo que no aparecen los bancos conglomeráticos gruesos del miembro superior del Grupo Gualanday.

Esta formación está compuesta en su mayoría por arcillolitas rojizas con algunos niveles de areniscas arcillosas y conglomerados de grano fino. No presenta una estratificación bien definida y se pueden ver cambios de facies. Debido a los pocos afloramientos no se tiene una estratificación completa y su espesor aún no se determina. Se le ha asignado una edad entre Eoceno y Oligoceno.



Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

DEPÓSITOS RECIENTES (QAR)

Son depósitos sedimentarios de origen aluvial y coluvial cuya edad es cuaternaria, se encuentran en las zonas bajas comúnmente en el río Atá. Estas acumulaciones consisten en cantos de rocas ígneas y sedimentarias en matriz areno-arcillosa.



Imagen 6. Depósitos recientes, Santiago Pérez.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

OBSERVACIONES DE CAMPO

Durante los días 28 de marzo a 01 de abril de 2022 se realizó una visita exploratoria donde se caracterizaron las unidades geológicas que afloran en la zona, los factores de inestabilidad del sector y las causas de fallamiento de los sitios críticos K22+400 y K22+600.

A continuación, se muestran las principales observaciones de la exploración geológica sobre la zona.

CZP-016 (GPS-098). K22+400

Coordenadas. N 03.34146°, W -75.60854°; altura = 838 msnm.

Localización. Vereda El Progreso, sitio Las Brisas, a unos 7.920 metros al Sur de Santiago Pérez, por la vía que conduce al Municipio de Planadas.

En este sector no se tienen afloramientos de la roca in situ debido a la vegetación que cubre la zona y el desarrollo de suelos residuales espesos. Sin embargo, se pueden distinguir paquetes de arcillolitas rojizas de la Formación Gualanday Medio en la corona del escarpe desarrollado en el talud externo de la vía, sin que se logre conseguir datos estructurales cuantificables. Estos estratos buzan hacia el SW conservando la tendencia que sigue toda la zona.



Imagen 7. Estratos de arcillolitas en el borde superior del escarpe desarrollado en K22+400.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Se observa un proceso de inestabilidad en el talud externo correspondiente a un deslizamiento rotacional que afecta la vía por pérdida de banca debido a que la corona del escarpe se limita sobre cerca de 1/3 de la vía. También se puede ver una alcantarilla no funcional cuyo cabezote se ha desprendido y desplazado hacia el talud externo alrededor de 3 metros de su posición original. Este proceso involucra un depósito cuaternario producto del material desplazado conformado por roca in situ de la Formación Gualanday Medio y el suelo residual del sector.

Este depósito se conforma principalmente por material arcillo limoso sobresaturado (Ver Imagen 8). Además, se observan asimismo ladera abajo sobre el talud externo de la vía delimitando por una quebrada en la parte baja.



Imagen 8. Depósito cuaternario producto del deslizamiento, 22+400 ladera abajo.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Además, se observan grietas, encharcamientos y nacimientos de agua en el talud externo sobre la masa desplazada. A través de las perforaciones que se realizaron en el sector, la visita de campo y las fotografías tomadas a partir de sobrevuelos con dron se delimitó la zona de movimiento y material desplazado que originó la afectación de la vía. Asimismo, se observa la generación de un escarpe secundario ladera abajo dentro del movimiento original y de mayor magnitud. Esto es indicativo de que el movimiento, aunque es lento, también es contrastante y sigue activo.



Imagen 9. Depósito cuaternario producto del deslizamiento, 22+400 vista desde ladera abajo.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S



Imagen 10. Desarrollo de escarpes secundarios ladera abajo.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Se evidencia que el movimiento está controlado estructuralmente por las rocas in situ en mejores condiciones (menos meteorizadas) sin embargo, las condiciones de susceptibilidad del área son alto. También es posible observar evidencias de movimientos de remoción en masa antiguos unos 200 metros aproximados del sector.



Imagen 11. Delimitación del movimiento de remoción y la masa desplazada.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

CZP-020 (GPS-102). K22+600

Coordenadas. N 03.34305°, W -75.60792°; altura = 834 m.s.n.m.

Localización. Vereda El Progreso, sitio Las Brisas, a unos 7.800 metros al Sur de Santiago Pérez, por la vía que conduce al Municipio de Planadas.

Al igual que en el punto anterior 22+400 en este sector 22+600 no se tienen afloramientos de la roca in situ debido a la vegetación que cubre la zona y el desarrollo de suelos residuales espesos. Pero por relaciones estructurales y geomorfológicas, el tipo de suelos residuales, etc., se clasifica como arcillolitas de la Formación Gualanday Medio concordante además con el mapeo existente por parte del SGC.

Similarmente en este sector se presentan procesos de remoción en masa cuya corona del escarpe desarrollado atraviesa la vía, de manera que la pérdida de banca es total en el sector sobre una longitud cercana a los 50 metros.



Imagen 12. Delimitación del movimiento de remoción y la masa desplazada.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

4.6 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Entre los rasgos estructurales que se destacan en la zona se encuentran algunos lineamientos y fallas como la de Santiago Pérez. En lo que respecta al sector de estudio no se encuentran afectaciones directas de fallas geológicas.

FALLA SANTIAGO PÉREZ

Esta falla marca el contacto entre el Batolito de Ibagué, las rocas sedimentarias cretáceas (entre ellas las Rocas Sedimentarias de la Quebrada Barranco) y la Formación Gualanday Inferior. Tiene un rumbo N-S con un movimiento vertical en el cual el bloque este desciende con relación al bloque oeste.



Imagen 13. Faja Santiago Pérez.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

4.7 GEOMORFOLOGÍA

Fisiográficamente el área que comprende el sector estudiado se caracteriza por un relieve colinado de cimas subredondeadas desarrollado sobre las areniscas y arcillolitas de la Formación Gualanday Inferior que se extiende N-S.

Este relieve contrasta al este con el sistema montañoso con pendientes escarpadas y laderas moderadamente largas con superficies onduladas que se desarrolla sobre las rocas cristalinas del Batolito de Ibagué. Al oeste se encuentra limitado por las planicies de los drenajes principales del área, especialmente las generadas por el río Atá.

Localmente el sitio crítico K22+400 está sobre una ladera denudada definida por la disposición de los estratos inclinados en contra de la pendiente del terreno de longitud moderada, de forma cóncava y escalonada. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes, intermedias y blandas de la Formación Gualanday Medio cubierta por suelos de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente.

Es importante resaltar que se tiene una quebrada muy cercana a la zona, hacia el NW del talud externo y cuya acción también causa socavación lateral de la ladera. Es posible que sea un factor importante en la inestabilidad del sitio.



Imagen 14. Geomorfología local del sitio crítico K22+400.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Esta geoforma se extiende hacia el N-S y mantiene un desarrollo de ondulaciones y pequeñas colinas, cuyo desarrollo y evolución se encuentra supeditado a los principales agentes morfogenéticos como el agua y asimismo al control estructural de la disposición de los estratos debido a su origen morfoestructural.

4.8 CONCLUSIONES

Con la información existente recolectada de estudios anteriores, además de la recolectada en campo de la misma área de estudio se dejan las siguientes consideraciones desde el punto de vista geológico:

Los sitios críticos K22+400 y K22+600 presenta varios factores de inestabilidad que ha desencadenado un proceso de remoción en masa. Entre estos factores se encuentran las texturas de los suelos, de las cuales predominan dentro de la zona de estudio las arcillosas y arcillo limosa. Estos suelos tanto residuales como orgánicos se han desarrollado a partir de la meteorización de las rocas terciarias de la Formación Gualanday Medio.

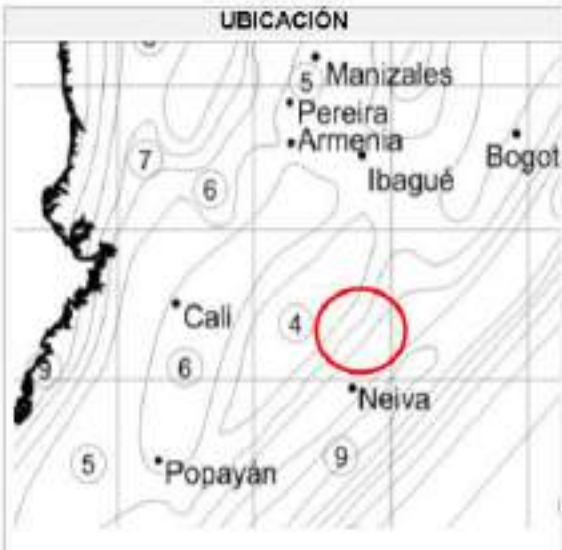
Puntualmente los sectores K22+400 y K22+600 debido a su composición litológica (arcillolitas con niveles de areniscas) y su geomorfología (ladera contrapendiente muy inclinada) tiene una alta susceptibilidad a los movimientos en masa, además de la acción de agentes detonantes como lluvias, sismos y actividades antrópicas, características que ayudados con el amplio control estructural de la zona y el recrudescimiento de las condiciones climáticas favorecen la ocurrencia de estos fenómenos cuya velocidad puede cambiar en el tiempo según las condiciones. Las precipitaciones, drenajes superficiales, aguas de escorrentía y demás agentes de deterioro relacionados principalmente al agua aceleran el proceso de degradación de estas rocas aprovechando sistemas de fracturas preexistentes. Estas condiciones con el tiempo reducen la resistencia de las rocas y otras propiedades mecánicas que incrementan la susceptibilidad a procesos de remoción en masa. Se recomienda atención sobre el manejo de estos flujos debido a que a la fecha de realización de la visita exploratoria se evidenció que la sobresaturación de estos materiales resultó en detonantes del movimiento actualmente activo.

5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con el perfil promedio del sitio, los inventarios de fuentes sísmicas del país y especialmente con el contenido de la nueva versión del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10), y lo estipulado en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, fue posible establecer los coeficientes de aceleración pico horizontal del terreno (PGA) de 0,25, y coeficientes de aceleración espectral horizontal de periodos de vibración corto y periodo de vibración largo (Ss y S1) respectivamente. De acuerdo con lo anterior y a lo establecido en la norma el nivel de amenaza sísmica de la zona es alta. En la siguiente tabla se presenta un resumen de las propiedades sísmicas del proyecto:

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto

UBICACIÓN	PARÁMETRO	VALOR
	Coeficiente de aceleración pico Horizontal del terreno PGA (Región 5)	0,25
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo corto Ss	0,50
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo largo S1	0,25
	Valor del factor de sitio Fpga	1,3
	Perfil suelo de Cimentación	D

Fuente: Código Colombiano de Diseño de puentes CCP-14 – NSR-10

Como se muestra en la tabla 1, el valor de PGA es de 0,25 y de acuerdo con lo considerado en el código de puentes CCP14 el coeficiente de aceleración horizontal para los análisis de estabilidad puede ser considerado como $K_h = PGA \cdot F_{PGA}$, que para estructuras sin ningún tipo de restricción al desplazamiento puede considerarse un factor multiplicador entre 0,5 y 1,0. De conformidad con lo anterior el coeficiente de aceleración pico horizontal corresponde a un valor de 0.26 utilizando un factor de 0,8, y el coeficiente de aceleración vertical corresponde al 10% del coeficiente horizontal. Sin embargo, para las modelaciones de estabilidad solo se considera el coeficiente de aceleración horizontal toda vez que estas aceleraciones no suelen presentarse simultáneamente.

Se adopta el perfil de suelo tipo D, dadas las condiciones del suelo en el cual se apoyará la estructura proyectada, tomando como base el ensayo de resistencia a la penetración estándar y adoptando lo descrito en la tabla 3.10.3.1-1 “Definición de los tipos de perfil de suelo” del CCP-14.

5.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman el subsuelo y las afectaciones que se presentan en este sector, fue llevado a cabo un programa de exploración, el cual consistió en la ejecución cinco (5) perforaciones con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, las cuales alcanzaron profundidades entre 15m y 25m, adicionalmente fueron recuperadas muestras para para la ejecución de ensayos de laboratorio.

Durante la ejecución del sondeo fueron identificados y descritos visualmente los diferentes estratos. En los suelos en donde debido a la elevada consistencia de los materiales finos o a la presencia de materiales granulares no fue posible la recuperación de muestras inalteradas, fue adelantado el ensayo de penetración estándar (SPT), con la respectiva recuperación de la muestra alterada mediante el tubo de cuchara partida (Split Spoon).

En la tabla a continuación se observa la localización de las perforaciones ejecutadas

Tabla 2. Localización de sondeos

Sondeo No	Profundidad (m)	Tipo de perforación	Localización	Coordenadas	
				ESTE	NORTE
1	25	Mecánica	Parte baja de la vía talud externo K22+240-K22+350	4710257,693	1927657,876
2	20	Mecánica	Parte media talud externo K22+240-K22+350	4710238,858	1927660,400
3	25	Mecánica	Parte baja de la vía talud externo K22+355-K22+460	4710297,377	1927787,792
4	20	Mecánica	Parte media talud externo K22+355-K22+460	4710287,829	1927806,804
5	15	Mecánica	Parte borde de vía, talud externo K22+355-K22+460	4710329,365	1927812,112

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En la Imagen a continuación se muestra en planta la localización de los sondeos efectuados en cada uno de los tramos objeto de estudio

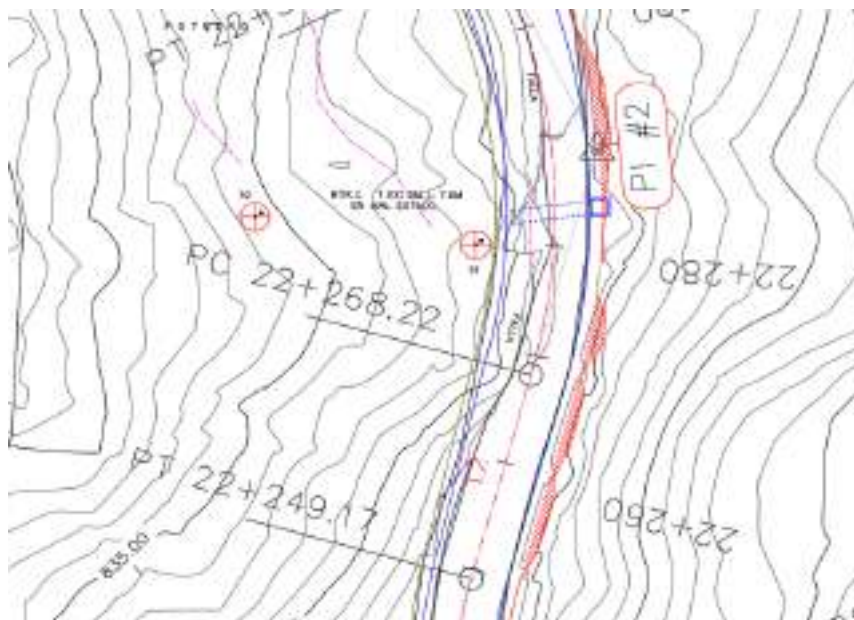


Imagen 15. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K22+240 a K22+350

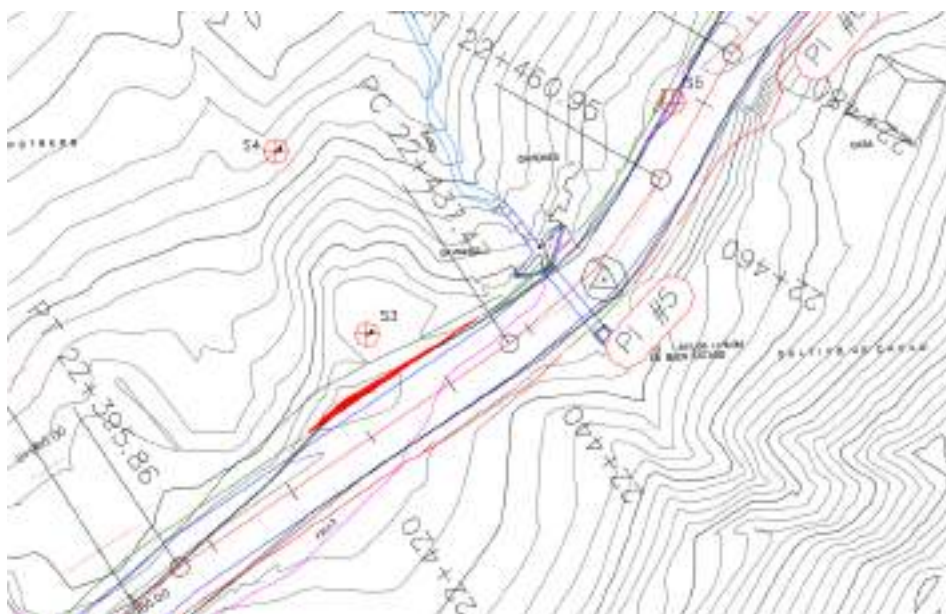


Imagen 16. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K22+355 a K22+460

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración asociadas al sector inestable K22+240 a K22+460:



Fotografía 11 y Fotografía 12. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector K22+240 A K22+350

Sondeo No 2



Fotografía 13 y Fotografía 14. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector K22+240 A K22+350

Sondeo No 3



Fotografía 15 y Fotografía 16. Exploración de subsuelo sondeo 3 K22+355 a K22+460

Sondeo No 4



Fotografía 17 y Fotografía 18. Exploración de subsuelo sondeo 4 K22+355 a K22+460

Sondeo No 5



Fotografía 19 y Fotografía 20. Exploración de subsuelo sondeo 5 K22+355 a K22+460

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Todas las muestras obtenidas durante la etapa de exploración fueron identificadas visualmente, rotuladas y empacadas cuidadosamente para su posterior envío al laboratorio y sobre un número representativo de ellas llevar a cabo ensayos tendientes a conocer su comportamiento geomecánico. Las pruebas de laboratorio que se ejecutaron son:

- **Clasificación**

La clasificación de los materiales encontrados se realizó mediante los límites de Atterberg y la composición granulométrica de los materiales muestreados.

- **Condiciones In situ**

El contenido de humedad y la densidad de los materiales en el sitio del proyecto, se establecieron mediante los ensayos de humedad natural y peso unitario.

Estas pruebas junto con las de clasificación, permiten establecer una primera aproximación del comportamiento mecánico de los materiales encontrados.

- **Resistencia al corte**

Los parámetros de diseño fueron seleccionados empleando diferentes metodologías de análisis, como lo son las correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar, y entre las cuales se pueden mencionar a De Mello (1971), Muromachi (1974), Peck (1974), Meyerhof (1956), teniendo en cuenta que fueron calibradas con la formulación propuesta por el Japan Road Bureau (JRB) al constituir una de las formulaciones más conservadoras para la determinación del ángulo de fricción.

Adicionalmente se adelantó el ensayo de penetración estándar (SPT) y se correlacionó con parámetros de resistencia no drenados con el fin de calibrar y verificar los parámetros derivados de los ensayos de laboratorio.

En las tablas a continuación se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio ejecutados.

Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 1[illegible]

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 4. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 2

[illegible]

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 5. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 3

[illegible]

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 6. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 4

[illegible]

Fuente: Diseños Geotécnicos

5.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

Con base en los trabajos de exploración del subsuelo llevados a cabo en los dos sectores objeto de estudio y en los ensayos de laboratorio efectuados, se establece la siguiente secuencia estratigráfica promedio para el sector en estudio.

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 6,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz. Presenta valores de resistencia a la penetración estándar entre 5 y 24 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 21 y Fotografía 22. Materiales de depósito característicos del estrato 1

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (25m), se reporta la existencia de arcillolitas de color rojizo con vetas moradas, pertenecientes a la formación Gualanday (Tmgm), fracturadas. Exhiben valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 23 y Fotografía 24. Materiales característicos del estrato 2

En las figuras a continuación se muestra el resumen gráfico de las propiedades índice de cada uno de los sondeos efectuados en los tramos objeto de estudio.

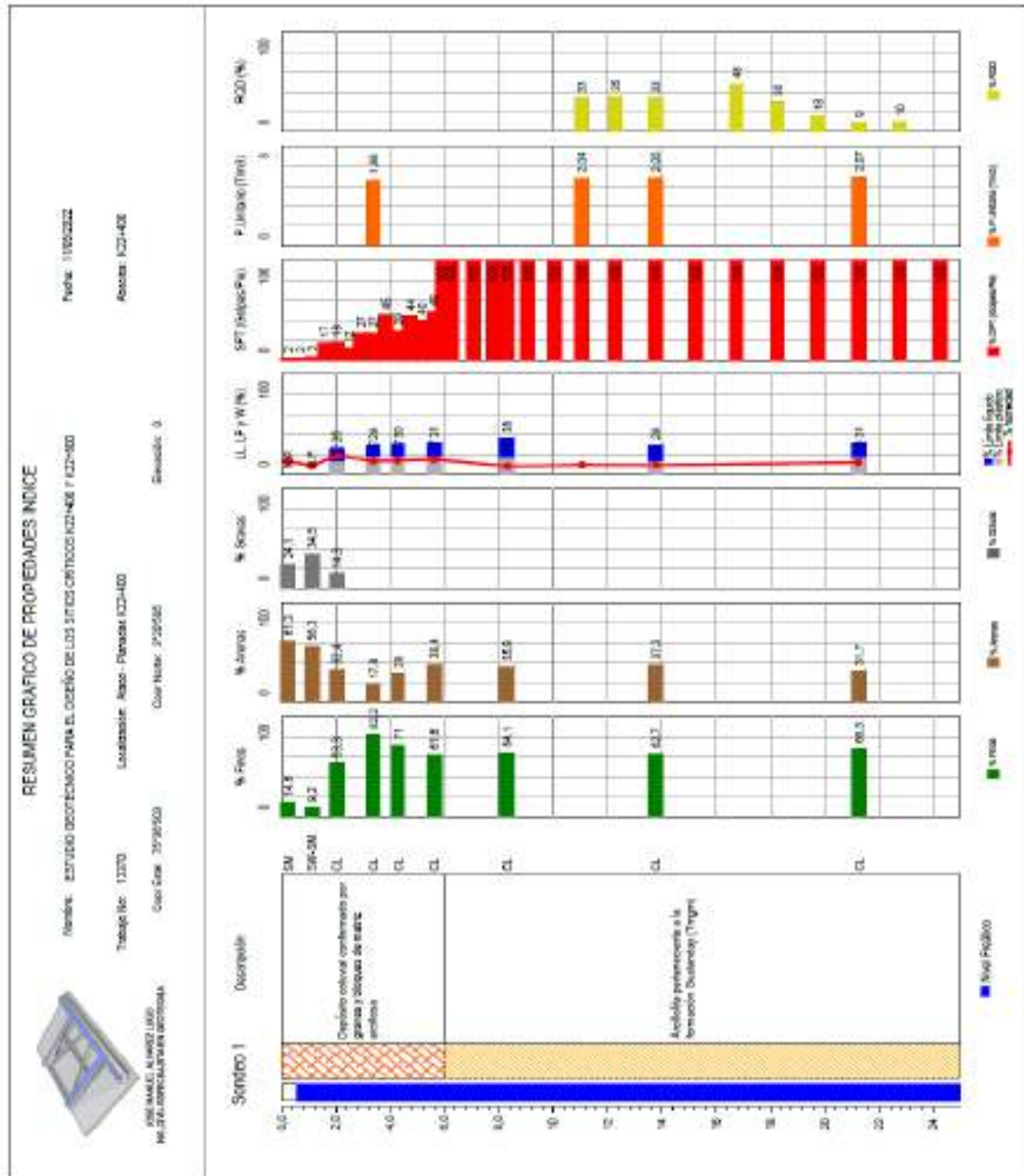


Imagen 17. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 1

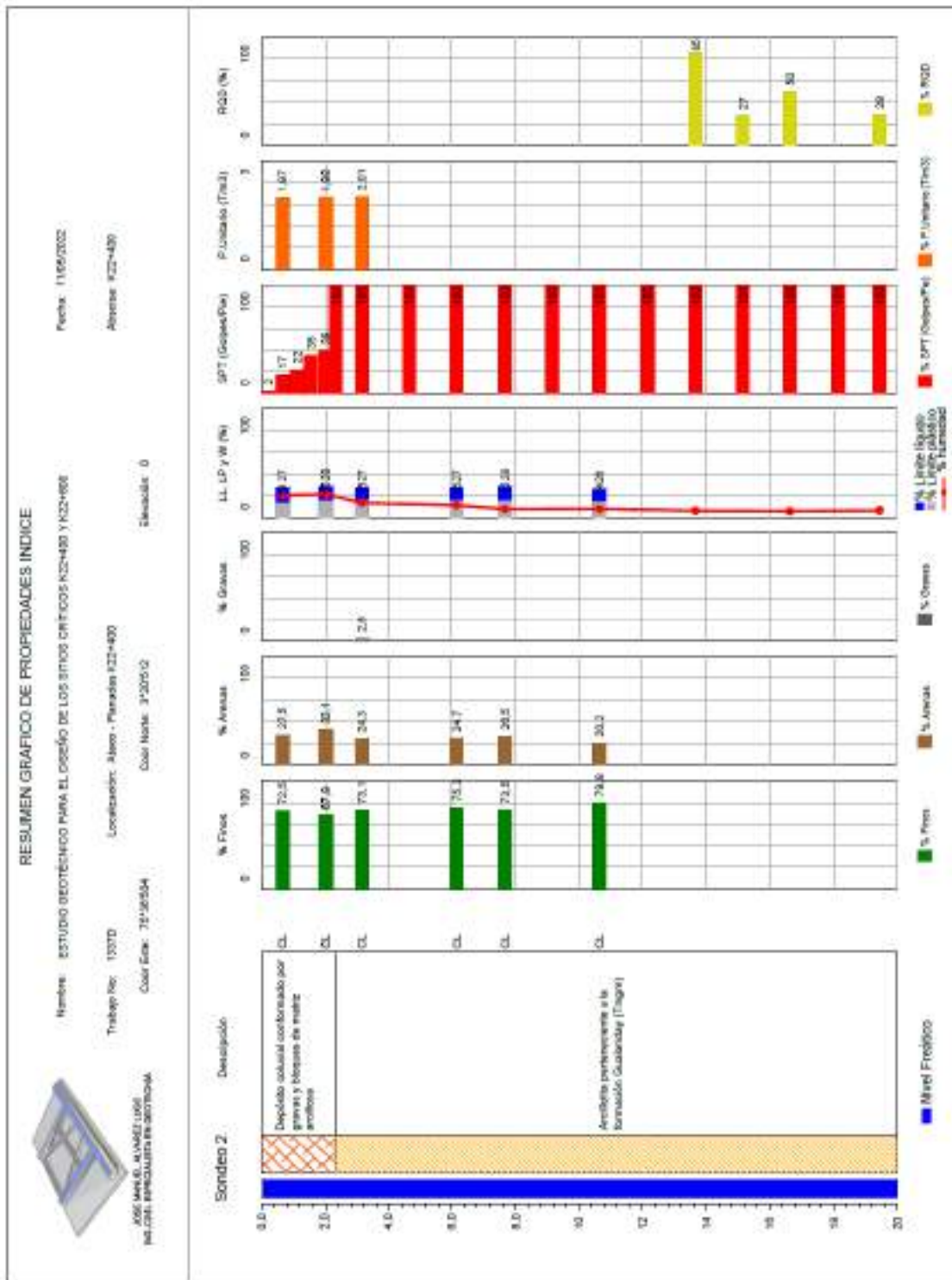


Imagen 18. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2

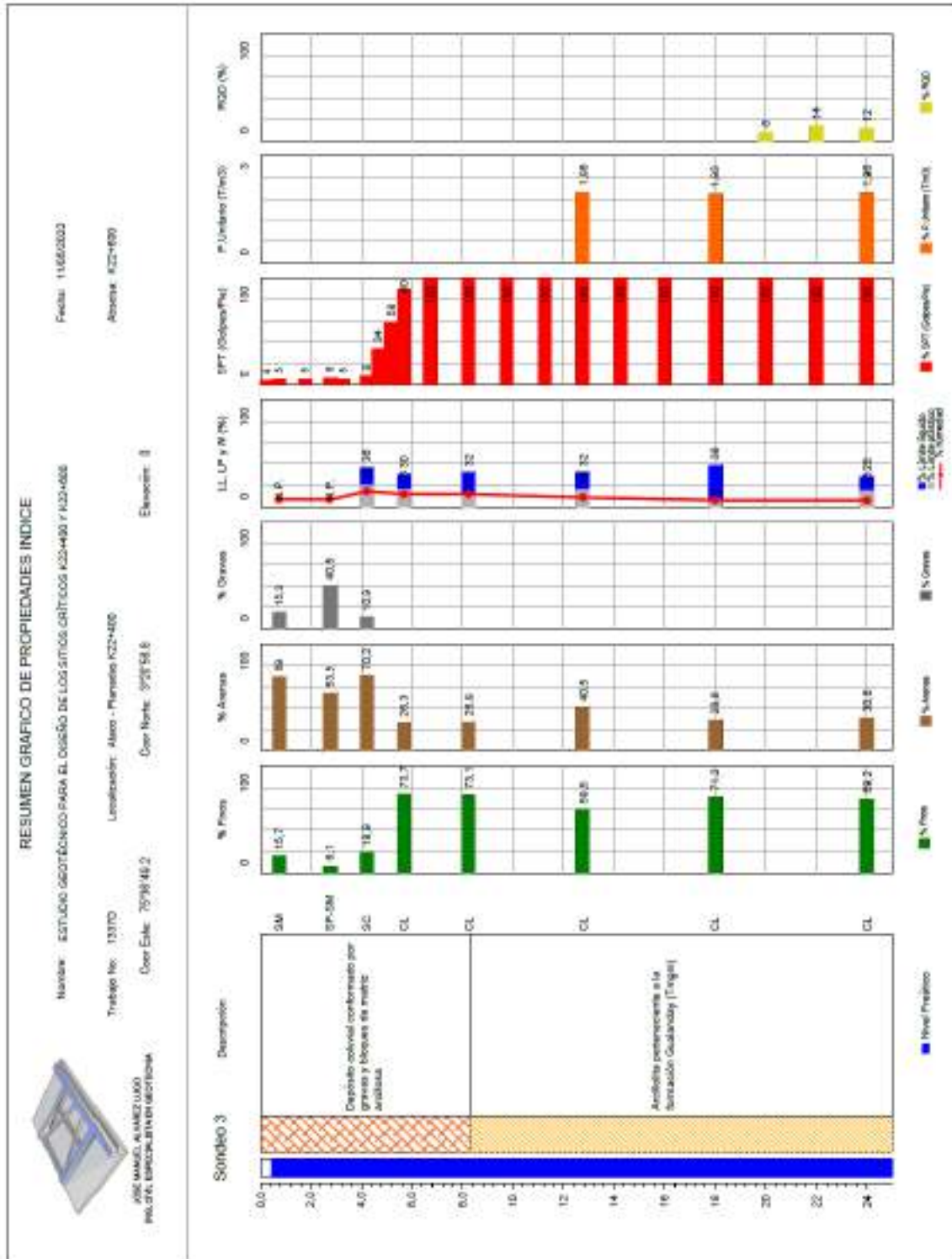


Imagen 19. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 3

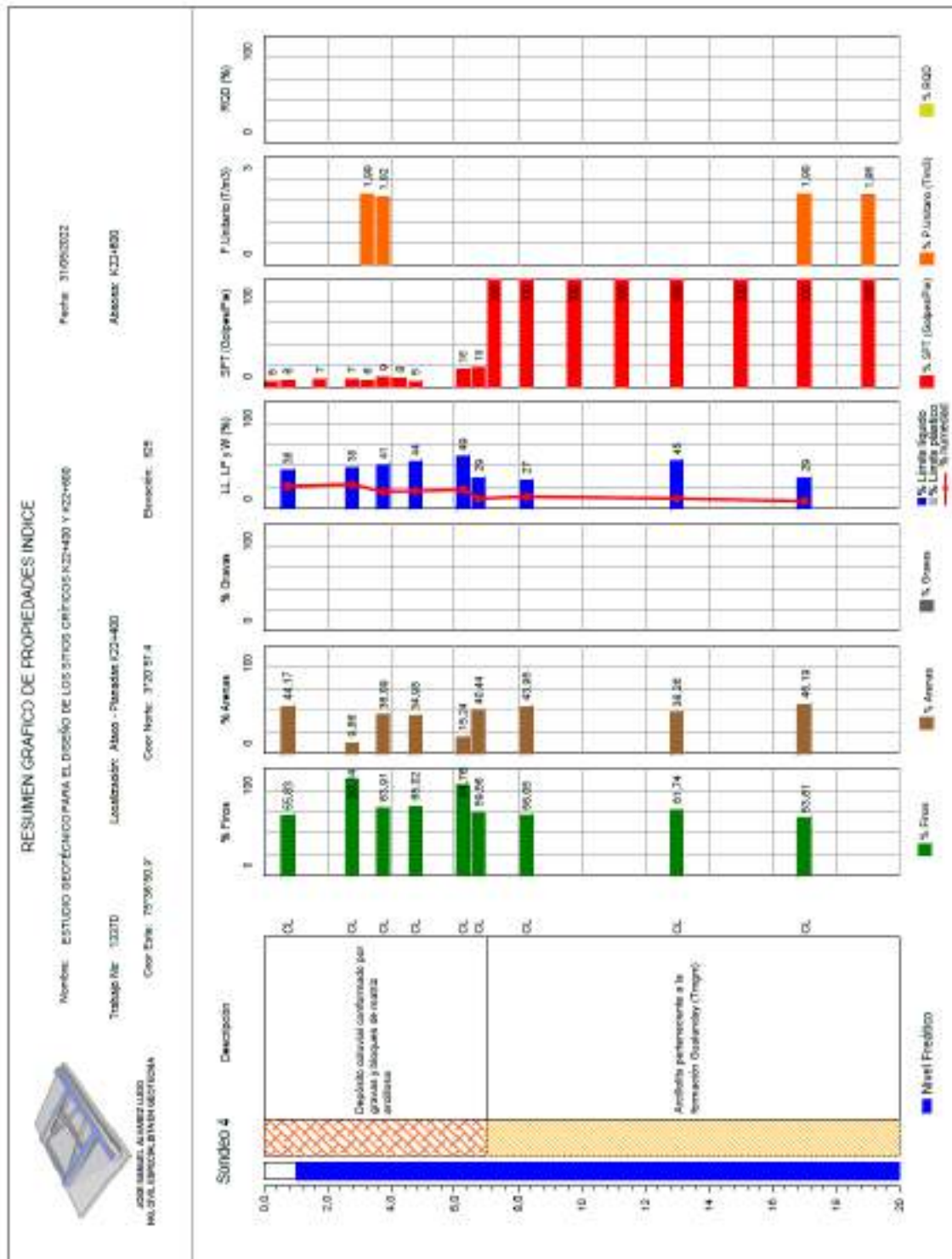


Imagen 20. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 4

En la imagen a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico definido para el sector inestable del K22+240 a K22+350.

Sección de análisis K22+280

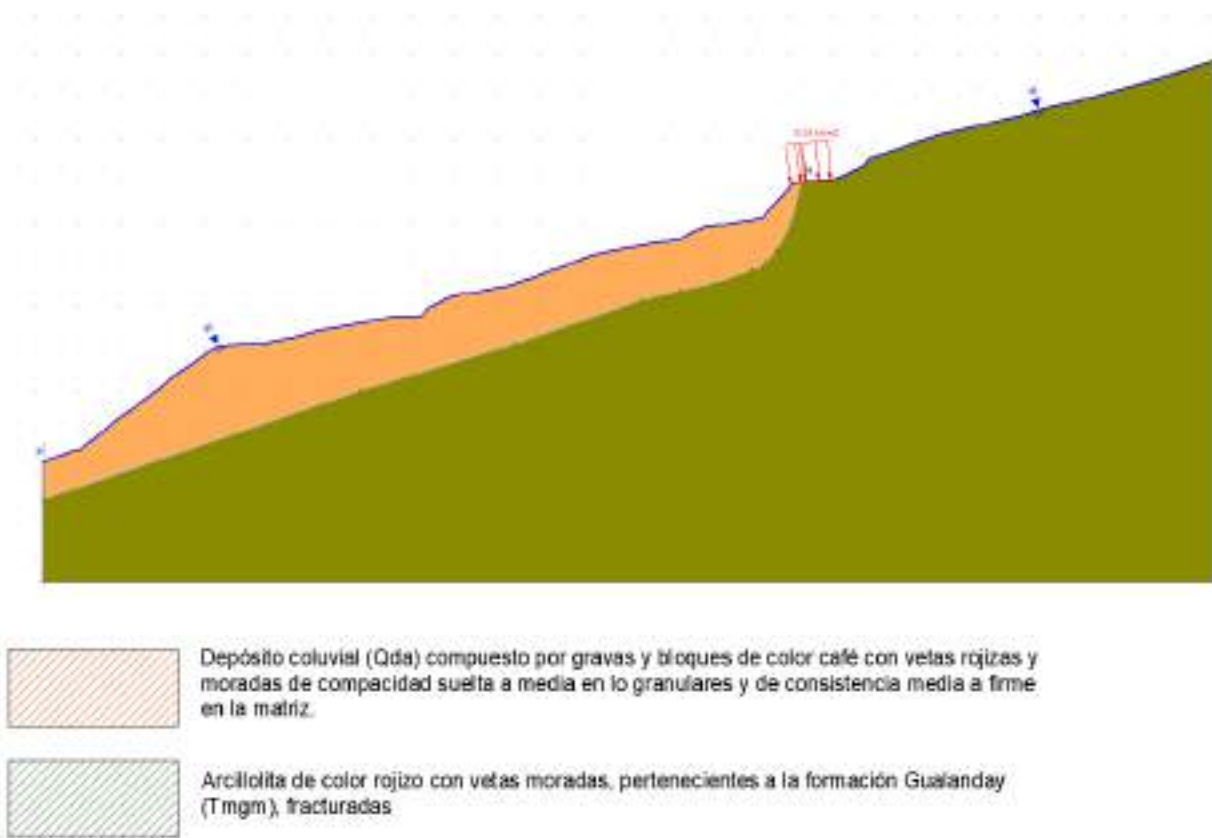


Imagen 21 modelo geológico – geotécnico sección K22+240 a K22+350

Sección de análisis K22+390



Imagen 22 modelo geológico – geotécnico sección K22+355 a K22+460

5.5 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático fue detectado en la perforación No 1 a 0,55m, en la perforación No 2 a 0,10, en la perforación 3 a 0,45m y en la perforación No 4 a 0,70m respectivamente. Sin embargo, es importante mencionar que adicionalmente a la presencia del nivel freático los taludes se encuentran saturados completamente en superficie.

5.6 EXPLORACIÓN INDIRECTA (DAQ)

Se llevó a cabo dos (2) ensayos de refracción sísmica, distribuidos cada uno de ellos en los tramos objeto de estudio utilizando el Equipo Data Acquisition System (DAQ) con el fin de complementar la información correspondiente a la exploración directa del subsuelo.

En la Imagen a continuación se presenta la localización de los ensayos de refracción sísmica ejecutados en cada uno de los sectores inestables objeto de estudio.



Imagen 23. Localización exploración del subsuelo de manera indirecta – Línea sísmica 1 y 2

El ensayo de refracción sísmica realizado, contó con una longitud de 100,0m, alcanzando una profundidad de 20,0m. Este ensayo identifica cada material en la zona de estudio con la velocidad de onda correspondiente. En el anexo 1, denominado “Exploración del subsuelo” se presentan los resultados obtenidos mediante exploración indirecta del suelo.

Parte fundamental del proceso de análisis de los perfiles obtenidos mediante Sísmica de Refracción es el suministro e integración de información básica como lo son los registros de perforación realizados.

Estos informes permiten calibrar la profundidad a la que se encuentran los contactos. En este caso específico, se cuenta con información de cuatro sondeos para hacer la calibración de las profundidades de los cambios de materiales, tal como se describe en el capítulo 5.4.

En las siguientes tablas se aprecian los cambios de materiales de los sondeos realizados en el sector de estudio utilizados para llevar a cabo la calibración de los perfiles obtenidos con la sísmica.

Tabla 7. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 1

Sondeo	Descripción en el registro de campo Sondeo 1	Profundidad de la interfaz
1	Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de compactación suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz	0.00 – 3,60
	Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia dura, fracturadas pertenecientes a la formación Gualanday.	3,60 -25,0

Tabla 8. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 2

Sondeo	Descripción en el registro de campo Sondeo 1	Profundidad de la interfaz
2	Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de consistencia muy firme a dura	0.00 – 2,4
	Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia a dura.	2,4 -20,0

Tabla 9. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 3

Sondeo	Descripción en el registro de campo Sondeo 1	Profundidad de la interfaz
3	Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de consistencia blanda a media	0.00 – 4,5
	Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia dura.	4,5 -25,0

Tabla 10. Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 4

Sondeo	Descripción en el registro de campo Sondeo 1	Profundidad de la interfaz
4	Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de consistencia media a firme	0.00 – 7,0
	Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia dura.	7,0 -20,0

En las En las fotografías a continuación se observa la realización de la línea de refracción en el sector de estudio.



Fotografía 25, Fotografía 26 y Fotografía 27. Exploración indirecta, línea de refracción sísmica sector K22+240 a K22+350



Fotografía 28, Fotografía 29 y Fotografía 30. Exploración indirecta, línea de refracción sísmica sector K22+355 a K22+480

Los estratos mostrados por la línea sísmica, presentan coincidencias con lo observado en los registros de perforación, en cuanto a la profundidad de la interfaz entre los materiales predominantes.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno depende de sus características de deformabilidad. En la hipótesis de suponer un comportamiento elástico para el terreno, la velocidad de las ondas longitudinales y transversales es función del módulo elástico y del coeficiente de Poisson (ambos dinámicos), por lo que con ambas expresiones pueden obtenerse dichos parámetros.

Las ondas longitudinales (Ondas P) son más rápidas que las transversales (Ondas S), lo que dificulta la detección de estas últimas en campo. El método sísmico de refracción se basa, tanto en el hecho de la diferencia de velocidad de la onda sísmica en los distintos terrenos, como en que las ondas al cruzar la frontera entre dos tipos de terreno distinto sufren refracción, (al igual que sucede con las ondas de luz), cambiando su dirección en un ángulo cuyo valor depende de la relación entre las velocidades de onda de cada terreno.

En la figura a continuación se presenta el resumen gráfico del perfil obtenido mediante la línea sísmica y velocidad de onda S.

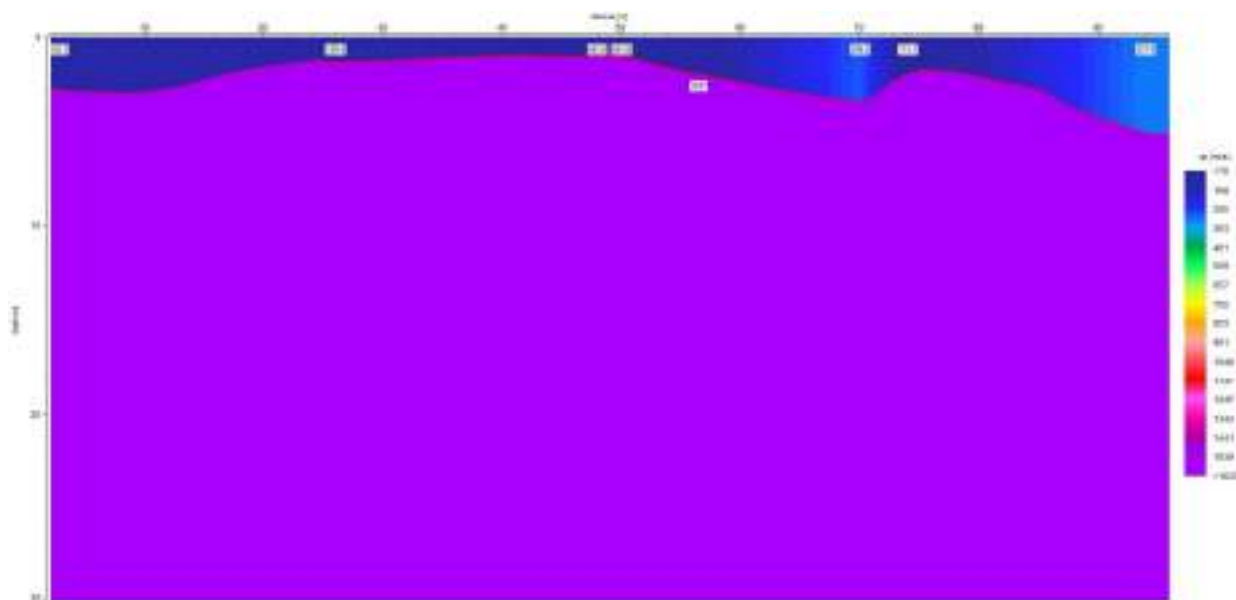


Imagen 24. Perfil obtenido a través de la línea sísmica 1 y velocidad de onda S K22+240 a K22+350

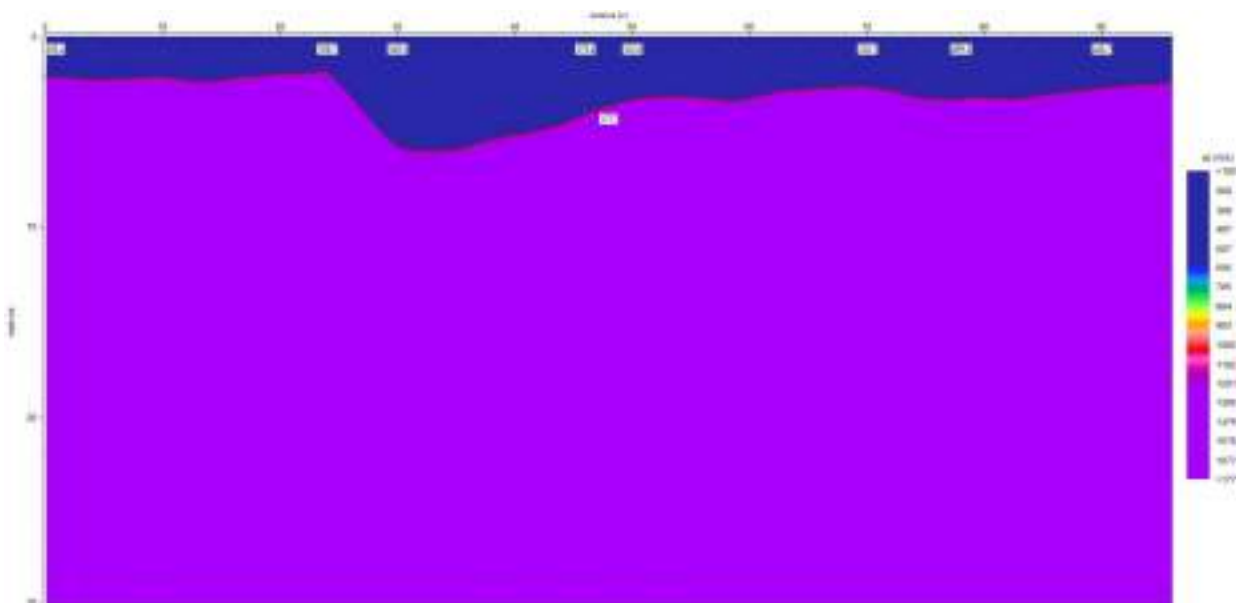


Imagen 25. Perfil obtenido a través de la línea sísmica 1 y velocidad de onda S K22+355 a K22+460

5.7 SOBREVUELO CON DRONE

Como parte de los trabajos de campo se efectuó un sobrevuelo de reconocimiento mediante drone, con el propósito de conocer desde una perspectiva más amplia el entorno en el cual se desarrolla el proyecto, para así mismo orientar los estudios de diagnóstico del sector afectado. A continuación, se presentan algunas de las imágenes obtenidas:



Fotografía 31, Fotografía 32, Fotografía 33 y Fotografía 34. Vista general del sector objeto de estudio

(Imágenes tomadas mediante sobrevuelo con drone)

Con base en el sobre vuelo realizado en los sectores de estudio se puede evidenciar de manera mas clara la complejidad de la zona inestable y las afectaciones que se pueden presentar tanto en los taludes internos como externos que no son evidentes durante el recorrido de campo en tierra.

En este caso se puede observar que la ladera que presenta mayor afectación debido a la inestabilidad que ocurre en el sector es la correspondiente al talud externo, haciéndose evidentes los escarpes y escalonamientos a lo largo de la ladera. Se puede observar también al momento de realizar el sobrevuelo, que hacia el talud interno no se evidencian manifestaciones de inestabilidad ni condiciones geotécnicas particulares.

6 DISEÑO GEOTÉCNICO

Con base en las propiedades geomecánicas de los materiales que conforman el perfil estratigráfico del tramo en estudio, y teniendo en cuenta tanto las condiciones de entorno como las características del mismo, fueron llevados a cabo los análisis geotécnicos

6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Para la selección de los parámetros de diseño, ante la inexistencia de muestras inalteradas, se emplearon los datos de resistencia derivados de ensayos de penetración estándar SPT. Adicionalmente, tal y como se muestra en el modelo geotécnico, fueron tenidos en cuenta aspectos como el porcentaje de finos y la presión de confinamiento para la evaluación y selección de los parámetros.

Así las cosas, los parámetros de diseño fueron seleccionados a partir de diferentes metodologías de análisis, como son correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar considerando entre las cuales se pueden mencionar a De Mello (1971), Muromachi (1974), Peck (1974), Meyerhof (1956), así mismo se han tenido en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorio, los cuales a su vez han sido calibrados con los estipulados en la literatura existente.

Así las cosas, los parámetros de diseño fueron seleccionados a partir de diferentes metodologías de análisis, como son correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar considerando entre las cuales se pueden mencionar a De Mello (1971), Muromachi (1974), Peck (1974), Meyerhof (1956), las cuales a su vez fueron calibradas con la formulación propuesta por el Japan Road Bureau (JRB) que constituye una de las formulaciones más conservadoras para la determinación del ángulo de fricción.

En cuanto a la componente cohesiva, se ha considerado teniendo en cuenta los porcentajes de finos reportados en la matriz. Para tal fin fueron empleadas las correlaciones de Stroud and Butler (1974) y de la NAVFAC (1971) este último en función del índice de plasticidad de la fracción fina.

Así mismo de acuerdo con lo descrito en el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14, se han tenido en cuenta Las siguientes consideraciones:

Método B: $\bar{N}$

Donde el Numero medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n N_i}$$

Donde:

Ni = Número de golpes por pie, obtenido mediante el ensayo de penetración estándar, realizado insitu de acuerdo con la norma ASTM-D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i, el valor de Ni a emplear para obtener el valor medio no debe exceder a 100. (CCP-14).

$\bar{N}$ = Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), en golpes pie, Norma ASTM - D 1586, para los 30m superiores del perfil de suelo. (CCP-14)

Por lo tanto:

Tabla 11. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT),

Sondeo	i	di (m)	Ni	N60i	di/Ni
1	1	0,5	7	8,75	0,06
	2	0,5	8	10	0,05
	3	0,5	9	11,25	0,04
	4	0,5	10	12,5	0,04
	5	0,5	9	11,25	0,04
	6	0,5	12	15	0,03
	7	0,5	10	12,5	0,04
	8	0,5	8	10	0,05
	9	0,5	16	20	0,03
	10	0,5	18	22,5	0,02
	Σ	5			0,41

Nprom	12
--------------	----

Los valores de peso unitario de los materiales identificados fueron tomados en promedio de los resultados de los ensayos de laboratorio, sin embargo y teniendo en cuenta los valores de N obtenidos del ensayo de SPT, estos han sido calibrados y verificados de acuerdo a la literatura existente tal y como se relaciona en la tabla a continuación.

Tabla 12. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties)

N	Peso Unitario
≤ 6	1600
≤ 10	1680
≤ 15	1750
≤ 20	1800
≤ 25	1850
≤ 30	1900
≤ 40	1950
> 40	2000

Con base en lo anterior, en las tablas a continuación se presentan los parámetros de diseño seleccionados para la ejecución de los análisis geotécnicos requeridos para el diseño de las alternativas propuestas para cada uno de los taludes en estudio.

Tabla 13. Parámetros de diseño seleccionados con base en la información de campo y laboratorio. Sector inestable K22+240 a K22+350

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz	0,00 /6,0	4,0	27	1,8	840
Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.	6,0-25,0	10	30	2,0	6000

Tabla 14. Parámetros de diseño seleccionados con base en la información de campo y laboratorio. Sector inestable K22+355 a K22+480

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz	0,00 /6,0	2,0	22	1,8	350
Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.	6,0-25,0	10	30	2,0	6000

6.2 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL

Con base en las observaciones de campo y en la etapa de exploración del subsuelo, fue definido el modelo estratigráfico para este sector, con el cual se llevaron a cabo los análisis de estabilidad general de la ladera, tendientes a la determinación del factor de seguridad actual. Para tal efecto y haciendo uso de un modelo de equilibrio límite mediante el programa de computador SLIDE. El modelo geotécnico fue representado mediante un espacio bidimensional. El comportamiento mecánico de los estratos definidos fue establecido mediante un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb, los valores de factor de seguridad fueron evaluados con base en los mínimos valores obtenidos de cientos de superficies.

La carga aplicada en los modelos corresponde a la establecida en la normatividad vigente (H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA-NSR-10), y que es transmitida por el tránsito vehicular, la cual equivale a 1,50 t/m². Así Las cosas, en las imágenes a continuación se muestra la geometría de análisis para el modelo analizado en condición inicial estático y Pseudoestático.

6.2.1 SECCIÓN DE ANÁLISIS K22+240 A K22+350

Los análisis de estabilidad efectuados contemplan diferentes mecanismos de falla para representar las diferentes condiciones de la ladera. Los modelos de estabilidad de taludes presentan las condiciones de estabilidad de la parte baja del talud externo en donde debido a la disección que provoca la Quebrada se tienen taludes inestables que arrastran los depósitos hasta el nivel de la banca, provocando que el escarpe principal se localice sobre el carril externo de la vía existente. En los siguientes modelos numéricos se presentan los parámetros establecidos para el depósito a partir del retrocálculo, en donde se ejecutó de forma repetitiva el análisis de estabilidad variando el ángulo de fricción y la cohesión hasta encontrar un mecanismo de falla que se ajuste con el identificado en campo y que

tenga un FS cercano a 1,0. En la siguiente tabla se presentan los parámetros definidos para el modelo geotécnico con base en el retrocálculo efectuado.

Tabla 15. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo. Sector inestable K22+240 a K22+350

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compactidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz	0,00 /6,0	2,0	20	2,0	840
Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.	6,0-25,0	10	30	2,0	6000

En el primero de ellos se presenta el análisis de estabilidad en donde se identifican mecanismos de falla localizados en la pata del talud, costado derecho de la quebrada identificada en el talud externo. Se evidencian mecanismos falla con Factores de Seguridad inferiores a 1,0 (FS=0,874) en el último tercio del talud externo y entre 1,1 y 1,3 (FS=1,164) a la mitad del talud, estos últimos bajo unas condiciones de estabilidad intermedias y que pueden verse reducidas luego de la movilización de los materiales en la pata del talud. En la siguiente imagen se presenta el modelo de numérico de análisis utilizado. Los mecanismos de falla con factores de seguridad cercanos e inferiores a 1,0 se definen como mecanismos circulares de radios relativamente cortos, y los mecanismos de falla de la parte media de la ladera se definen mediante mecanismos de falla circulares con radios mucho mayores. La Imagen 27 y la Imagen 28 presentan los resultados de los análisis de estabilidad iniciales en condición estática y pseudoestática.

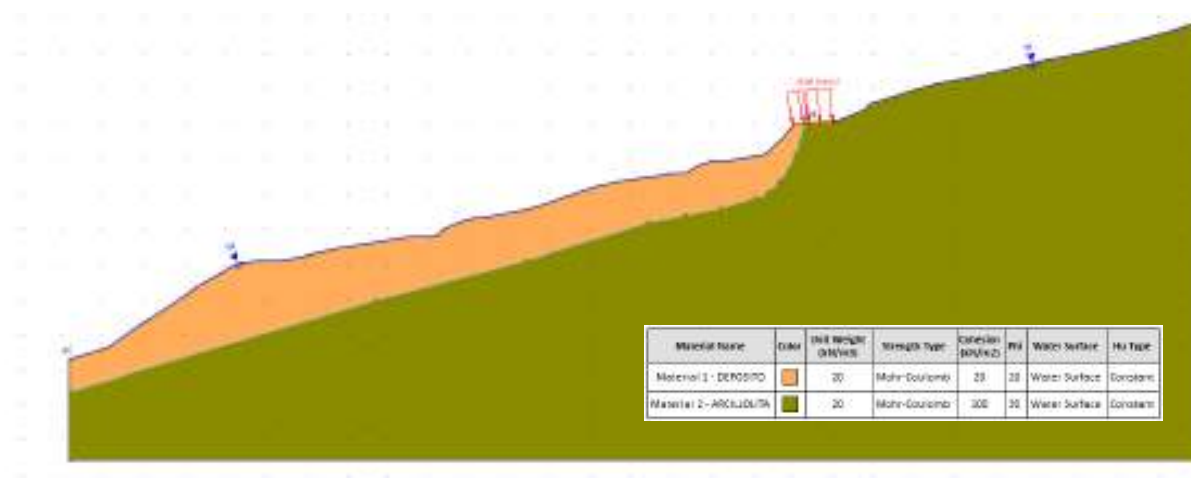


Imagen 26. Geometría de análisis K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.

Condición inicial – Estático

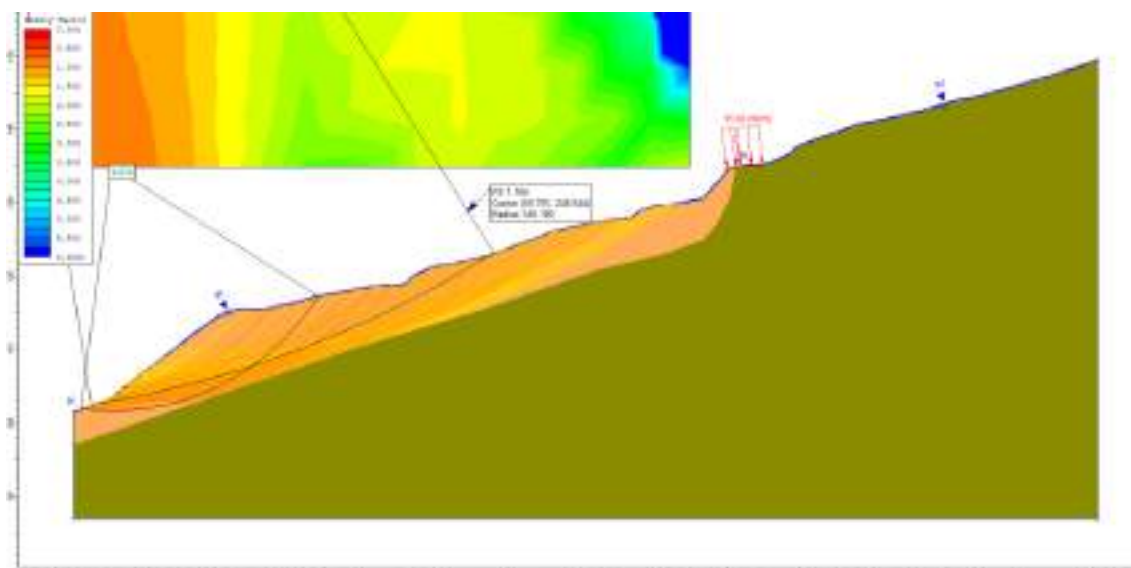


Imagen 27. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.

Condición inicial – Pseudoestático

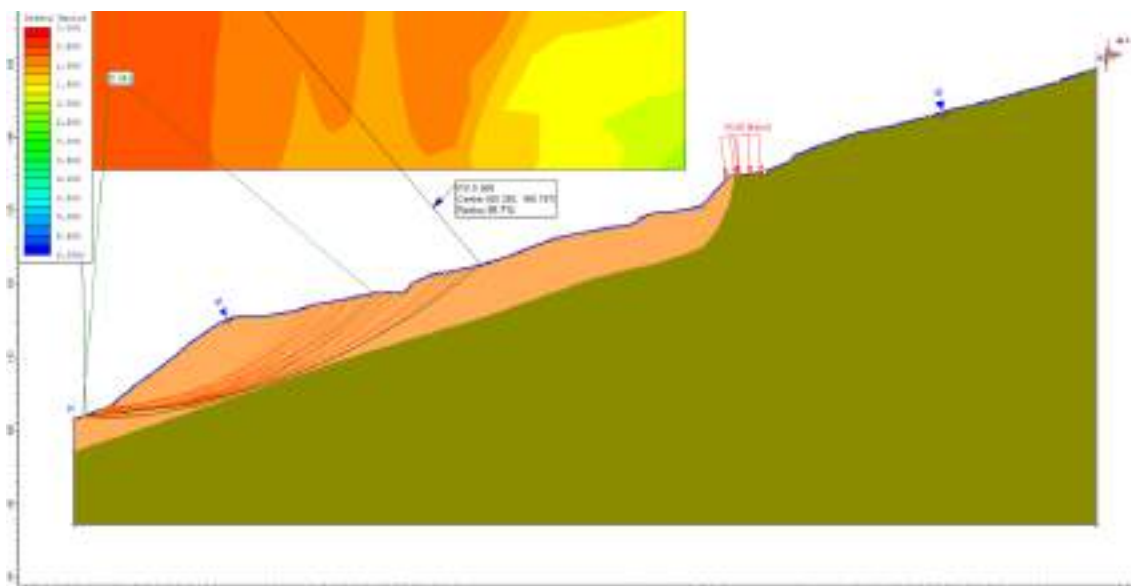


Imagen 28. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.

Para la condición pseudoestática se presenta el mismo comportamiento en las superficies de falla localizadas en el tercio bajo del talud externo y las que se identifican en la mitad de la ladera. Como efecto del coeficiente de

aceleración horizontal aplicado, los factores de seguridad son significativamente más bajos. En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

Tabla 16. Factores de seguridad sector inestable K22+240 A K22+350. Superficies de falla del talud externo.

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Pseudoestático
General - inicial	0,87 – 1,1	<1,0

De manera complementaria se efectúan los análisis de estabilidad que presentan el factor de seguridad de la ladera y cuyo escarpe principal afecta la vía existente. Para efectos de lo anterior, se considera un mecanismo de falla mucho más alargado, localizado en el contacto existente entre el depósito y la arcillolita. Se ha ajustado el modelo para evaluar las superficies de falla que cumplan con las condiciones anteriormente descritas, por lo tanto, se ha efectuado un análisis de estabilidad utilizando la búsqueda de bloque. En la siguiente figura se presenta el modelo numérico utilizado para el análisis mencionado, en donde se observa que las superficies de falla inician en la banca de la vía y salen en la parte baja del talud externo a la altura de la Quebrada. Para las condiciones estáticas y pseudoestáticas del modelo se observan factores de seguridad cercanos a 1,0 e inferiores a 1,0, respectivamente, consistente con los modelos anteriores y las condiciones actuales de la vía.

Tabla 17. Factores de seguridad sector inestable K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Pseudoestático
General - inicial	1,05	<1,0



Imagen 29. Geometría de análisis K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.

Condición inicial – Estático

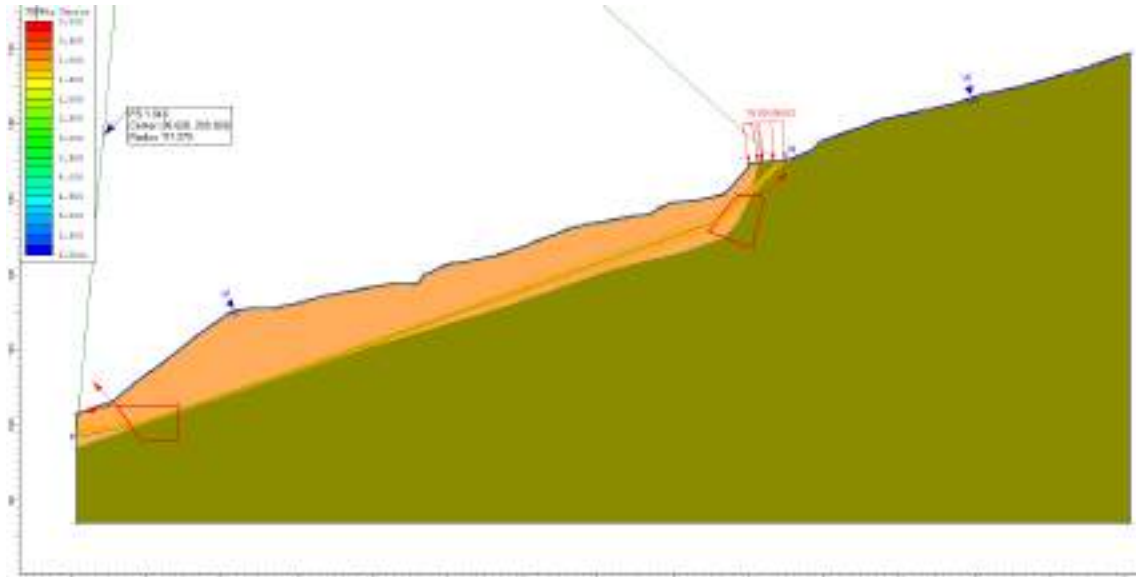


Imagen 30. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.

Condición inicial – Pseudoestático

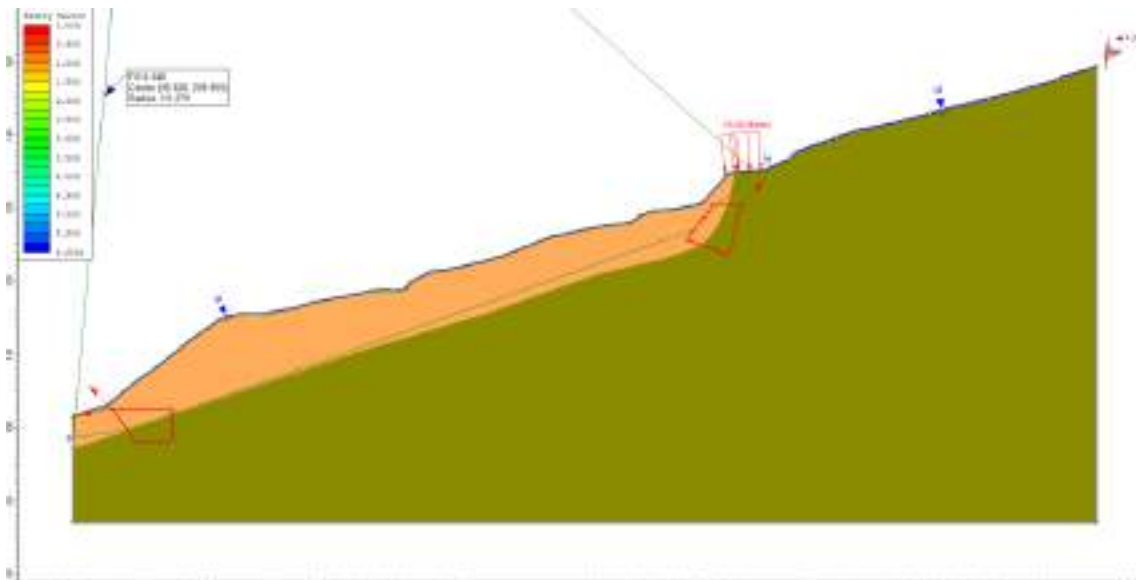


Imagen 31. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.

6.2.2 SECCIÓN DE ANÁLISIS - K22+355 A K22+480

Los análisis de estabilidad efectuados contemplan diferentes mecanismos de falla para representar las diferentes condiciones de la ladera. Los modelos de estabilidad de taludes presentan las condiciones de estabilidad de la parte baja del talud externo en donde debido a la disección que provoca la Quebrada se tienen taludes potencialmente inestables que arrastran los depósitos hasta el nivel de la banca, provocando que el escarpe principal se localice sobre el carril externo de la vía existente. En los siguientes modelos numéricos se presentan los parámetros establecidos para el depósito a partir del retrocálculo, en donde se ejecutó de forma repetitiva el análisis de estabilidad variando el ángulo de fricción y la cohesión hasta encontrar un mecanismo de falla que se ajuste con el identificado en campo y que tenga un FS cercano a 1,0. En la siguiente tabla se presentan los parámetros definidos para el modelo geotécnico con base en el retrocálculo efectuado. Para dar cuenta de ello, se evalúa un modelo de estabilidad con mecanismos de falla localizados en el talud externo de la calzada, con Factores de Seguridad cercanos a 1,3.

Tabla 18. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo. Sector inestable K22+355 a K22+480

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compactidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz	0,00 /6,0	1,7	16	1,8	350
Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.	6,0-25,0	10	30	2,0	6000

Los mecanismos de falla presentados corresponden a los mecanismos de falla localizados en el talud externo de la vía, estos mecanismos de falla presentan Factores de Seguridad cercanos a 1,3, es decir, condiciones de estabilidad intermedias que pueden verse reducidas luego de la movilización del material localizado en la pata del talud debido a la profundización de la Quebrada. En la siguiente imagen se presenta el modelo de numérico de análisis utilizado. Los mecanismos de falla con factores de seguridad cercanos a 1,3 se definen como mecanismos circulares de grandes radios que permitan simular el proceso de inestabilidad. La Imagen 33 y la Imagen 34 presentan los resultados de los análisis de estabilidad iniciales en condición estática y pseudoestática.

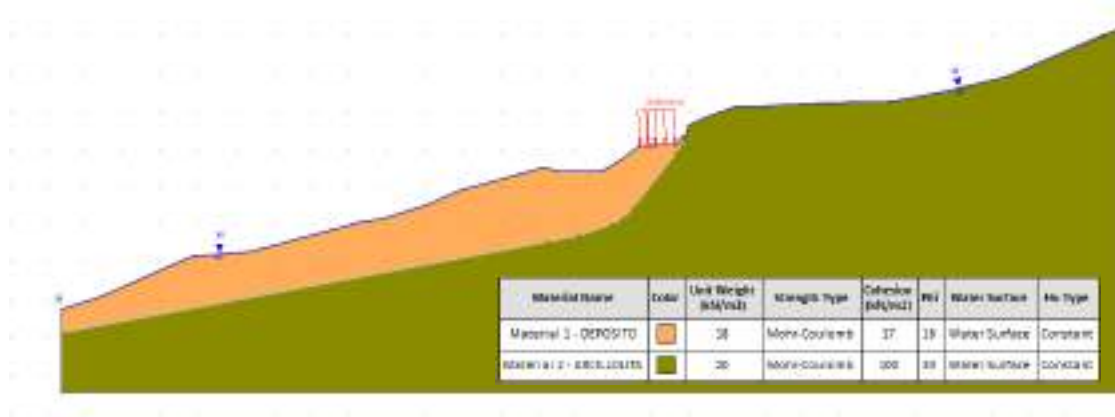


Imagen 32. Geometría de análisis K22+355 A K22+480. Superficies de falla del talud externo.

Condición inicial – Estático

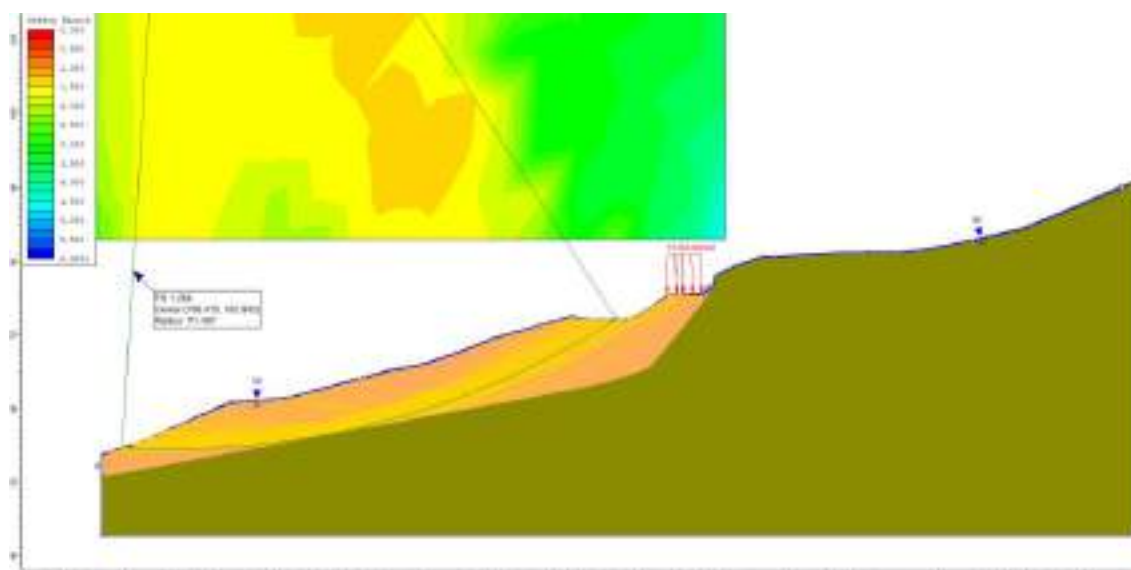


Imagen 33. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla del talud externo.

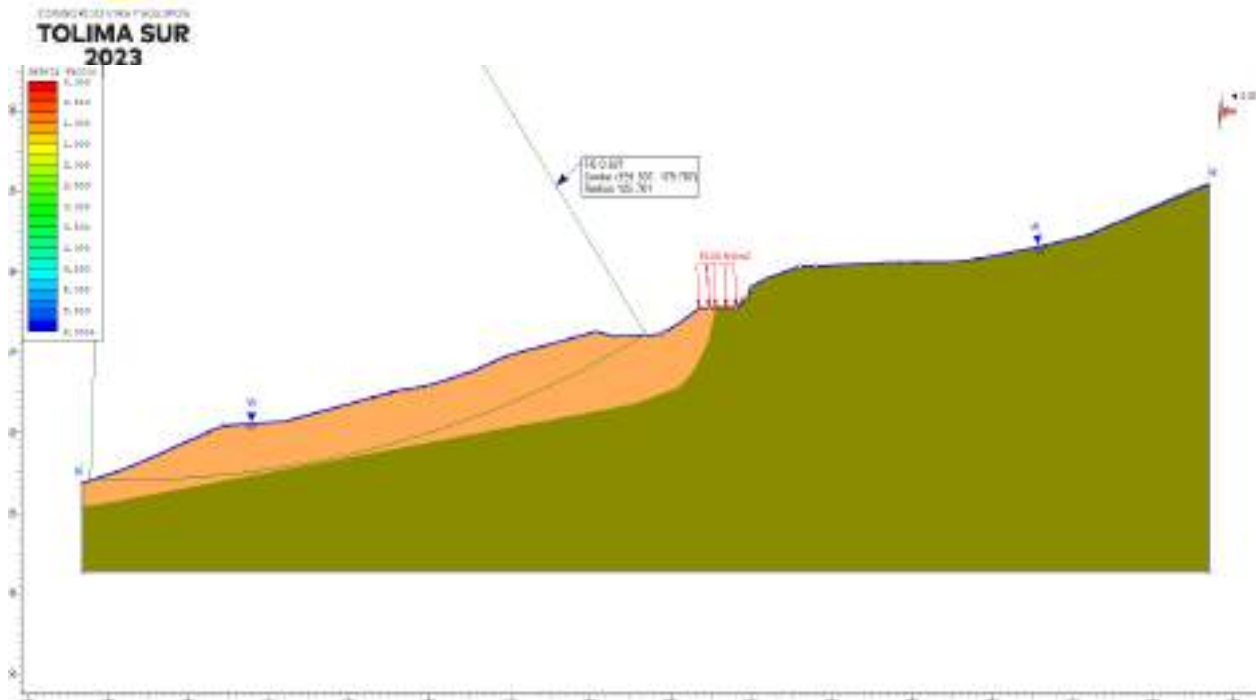


Imagen 34. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480.
Superficies de falla del talud externo.

Para la condición pseudoestática se presenta el mismo comportamiento en las superficies de falla localizadas en el talud externo. Como efecto del coeficiente de aceleración horizontal aplicado, los factores de seguridad son significativamente más bajos. En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

Tabla 19. Factores de seguridad sector inestable K22+355 -K22+480

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General inicial	1.277	<1,0

De manera complementaria se efectúan los análisis de estabilidad que presentan el factor de seguridad de la ladera y cuyo escarpe principal afecta la vía existente desde su borde interno. Para efectos de lo anterior, se considera un mecanismo de falla mucho más alargado, localizado en el contacto existente entre el depósito y la arcillolita. Se ha ajustado el modelo para evaluar las superficies de falla que cumplan con las condiciones anteriormente descritas, por lo tanto, se ha efectuado un análisis de estabilidad utilizando la búsqueda de bloque. En la siguiente figura se presenta el modelo numérico utilizado para el análisis mencionado, en donde se observa que las superficies de falla inician en la banca de la vía y salen en la parte baja del talud externo a la altura de la Quebrada. Para las condiciones estáticas y pseudoestáticas del modelo se observan factores de seguridad cercanos a 1,0 e inferiores a 1,0, respectivamente, consistente con los modelos anteriores y las condiciones actuales de la vía.

Tabla 20. Factores de seguridad sector inestable K22+240 A K22+350. Superficies de falla de la banca de la vía.

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Pseudoestático
General - inicial	1,07	<1,0

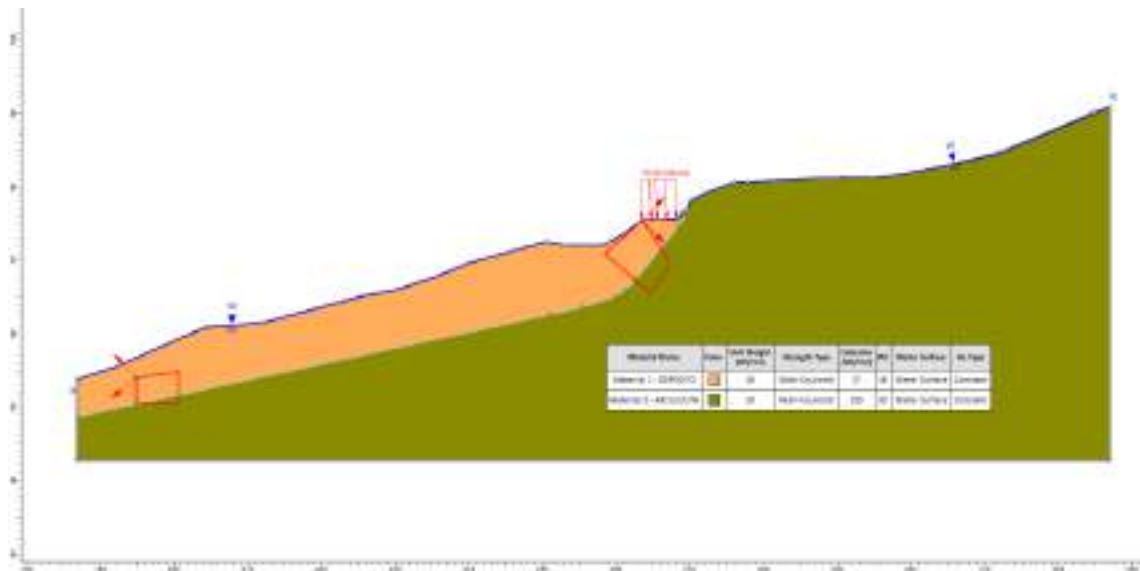


Imagen 35. Geometría de análisis K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.

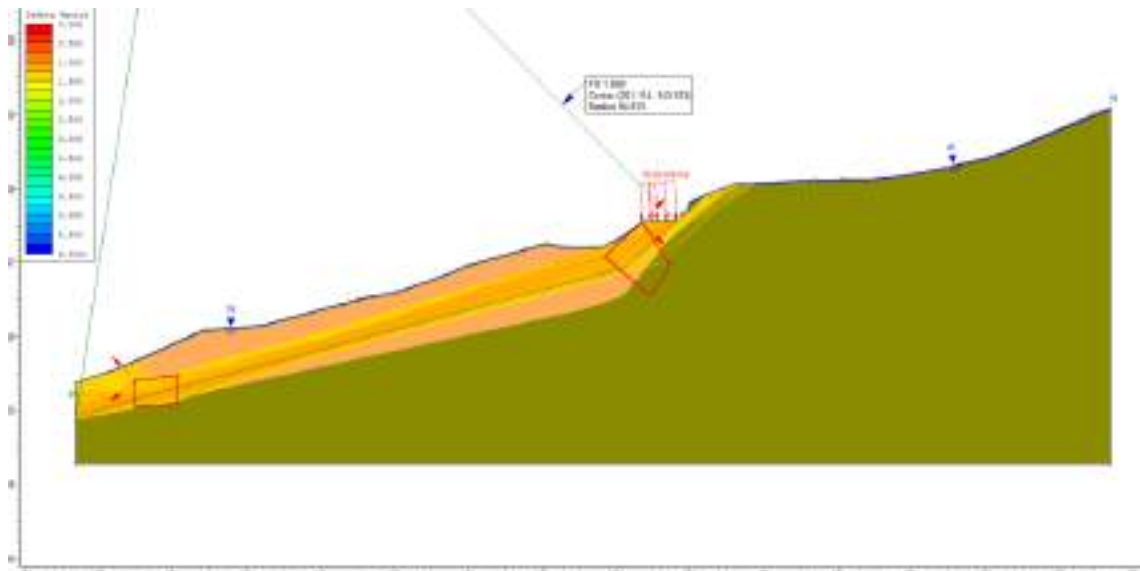


Imagen 36. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.

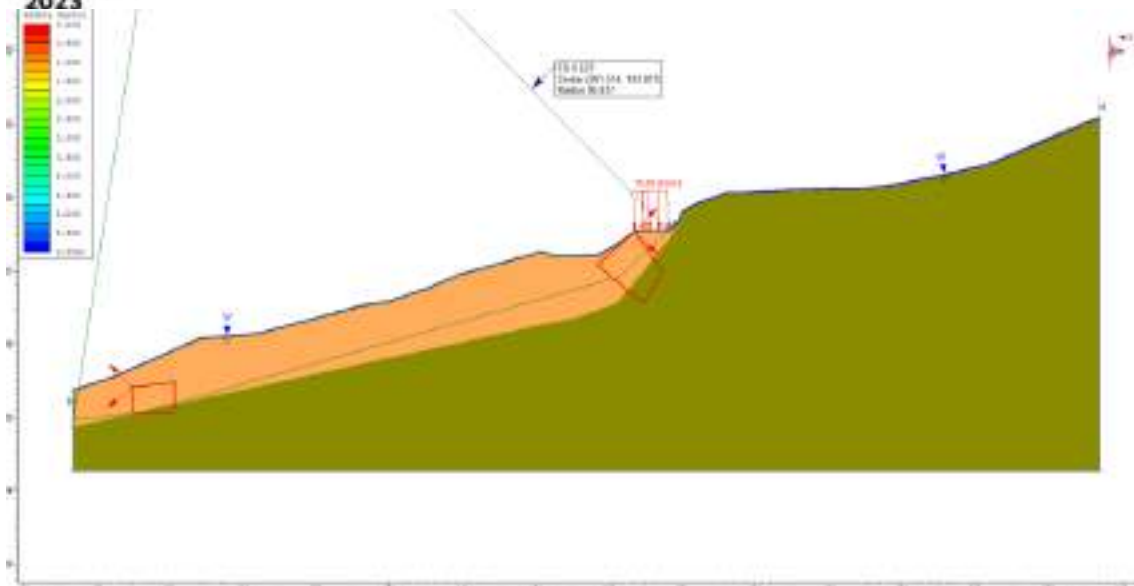


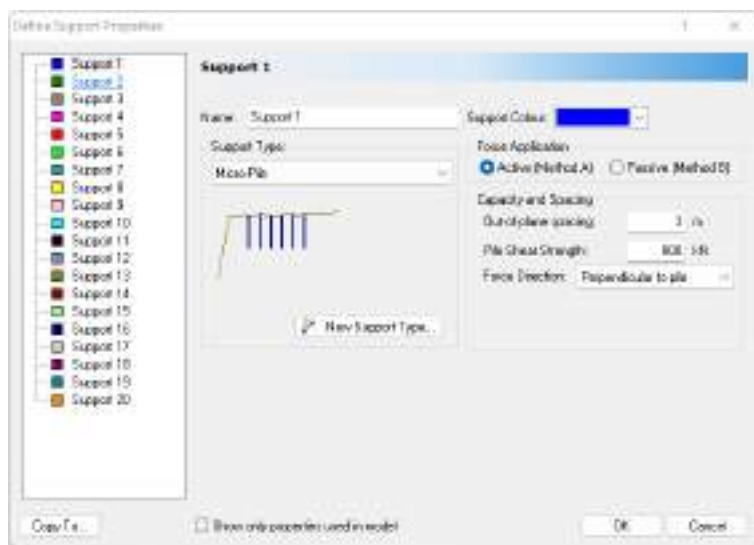
Imagen 37. Factor de seguridad C. inicial – pseudoe estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 A K22+480. Superficies de falla de la banca de la vía.

6.3 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS

Con el fin de garantizar la estabilidad de la zona afectada y el paso seguro de los vehículos por el sector del K22+240 A K22+350, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención en el talud externo. En las imágenes a continuación se muestran los análisis de estabilidad global con la implementación de las obras propuestas con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la normatividad vigente.

Para la modelación de las obras de contención en el programa se han tenido en cuenta las siguientes características:

Tabla 21. Características de los materiales de contención ingresados al programa



6.3.1 SECCIÓN DE ANÁLISIS K22+240 A K22+350

En la siguiente figura se presentan los modelos de estabilidad de taludes luego de terminadas las obras presentadas. Se incluye el análisis para un mecanismo de falla circular que presente las superficies de falla del talud externo y un mecanismo de falla que permita establecer el Factor de Seguridad en la banca de la vía.

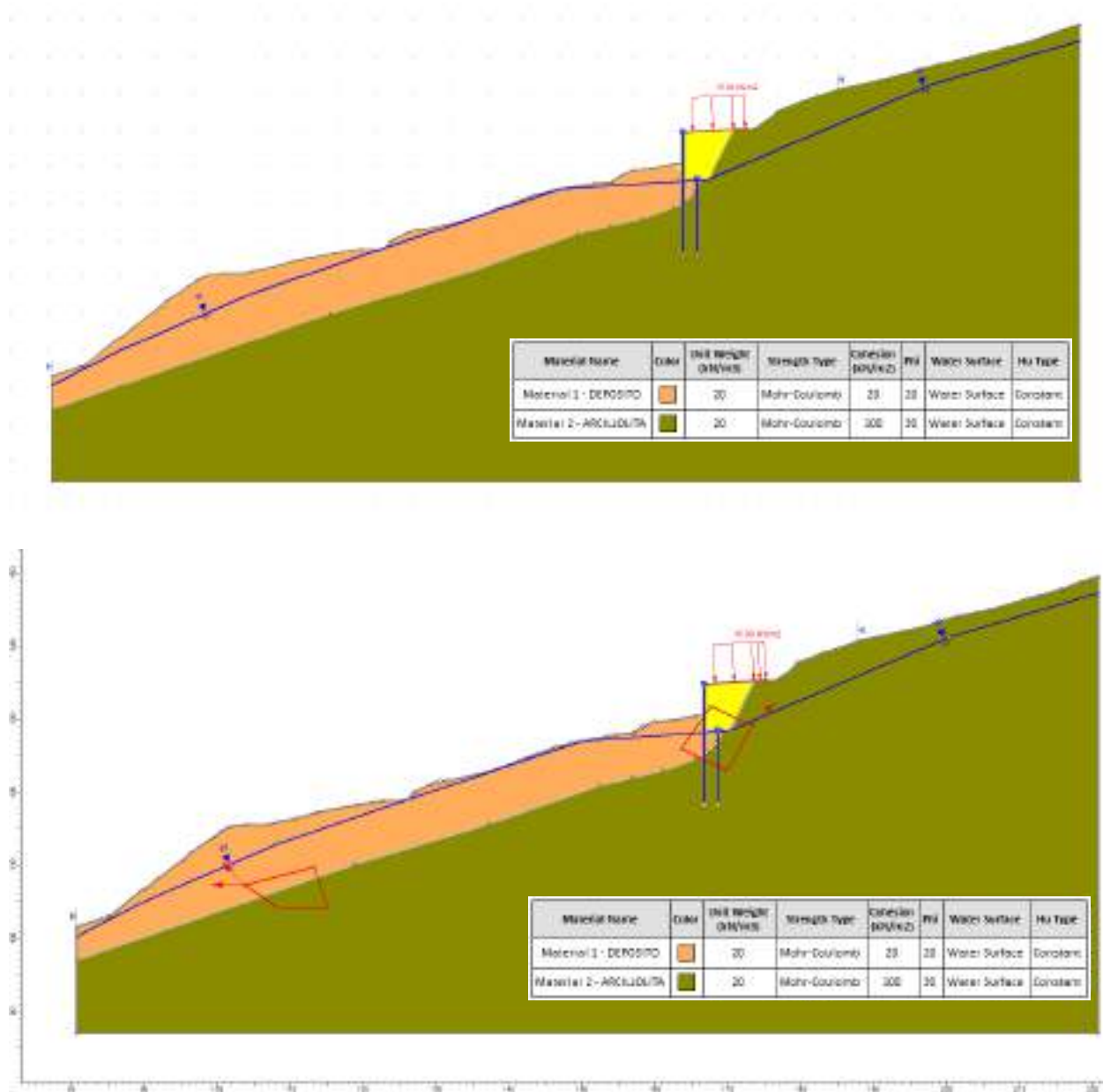


Imagen 38. Geometría de análisis con obras - K22+240 A K22+350

Condición con obras – Estático

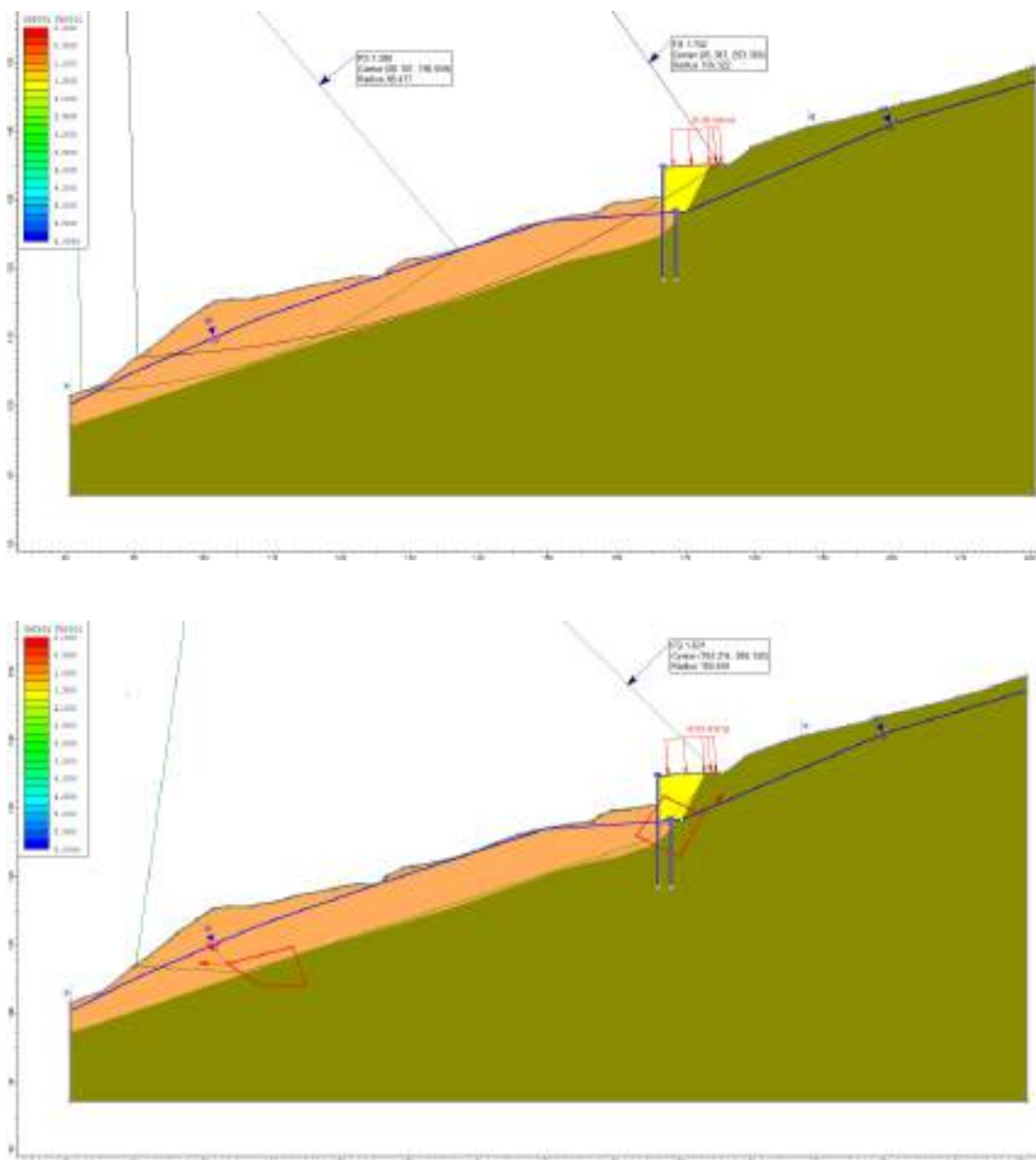


Imagen 39. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350

Condición con obras – Pseudoestático

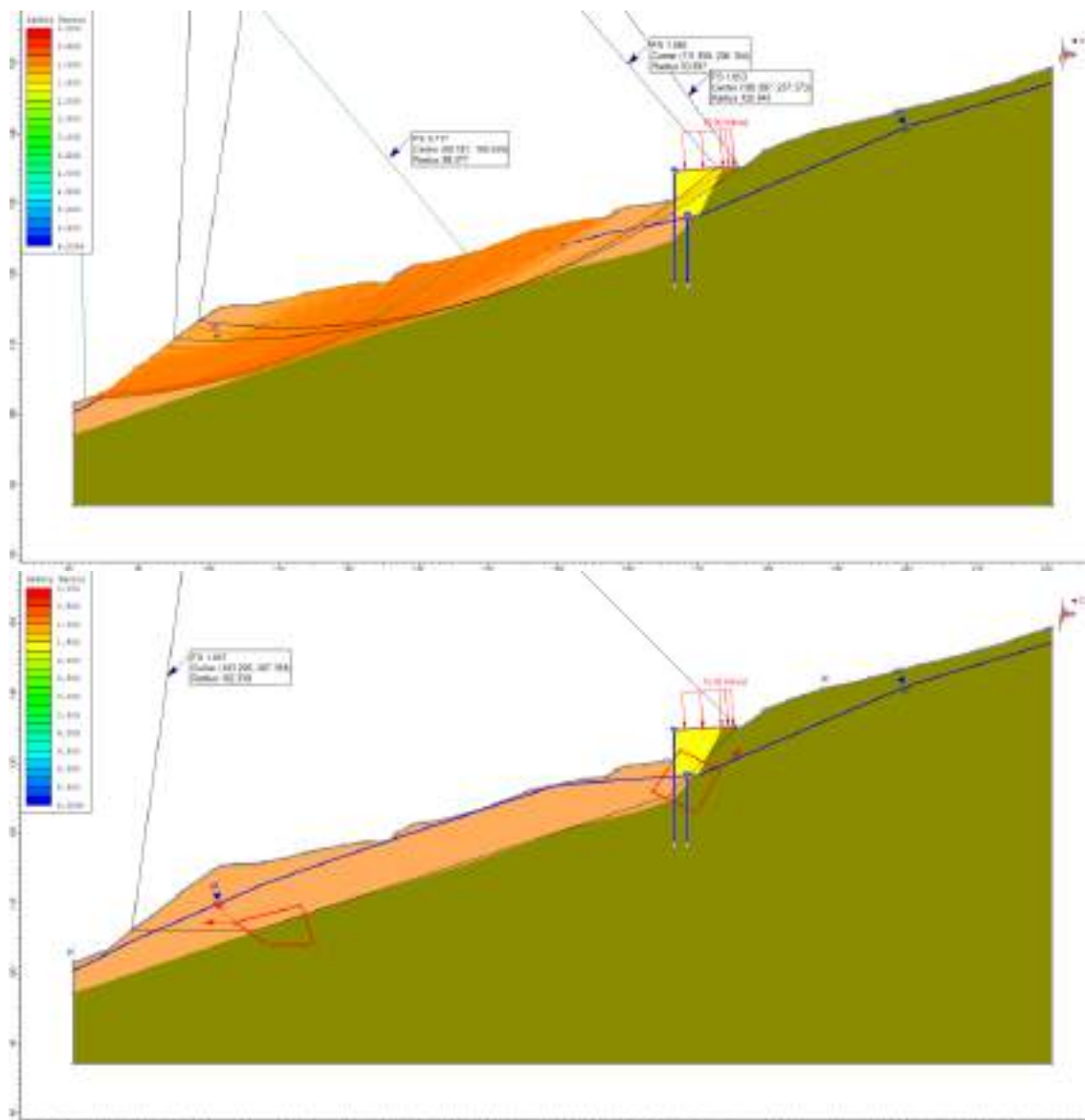


Imagen 40. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+240 A K22+350

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado. Se observa que los Factores de seguridad sobre la banca de la vía se encuentran por encima de los requeridos en la normatividad colombiana para la condición estática y pseudoestática para los dos mecanismos de falla evaluados. Si bien es cierto se implementan obras para el manejo hidráulico que van en beneficio de la estabilidad de la ladera al no acometer obras de contención en el talud externo los Factores de Seguridad en dicho talud se encuentran por debajo de 1,5 y 1,05 para la condición estática y pseudoestática respectivamente.

Tabla 22. Factores de seguridad sector inestable K22+240 -K22+350

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
Banca	1,75	1,063
Talud Externo	1,27	<1,0

6.3.2 SECCIÓN DE ANÁLISIS K22+355 A K22+480

Con el fin de garantizar la estabilidad de la zona afectada y el paso seguro de los vehículos por el sector del K22+355 A K22+480, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención en el talud externo. En las imágenes a continuación se muestran los análisis de estabilidad global con la implementación de las obras propuestas con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la normatividad vigente. En la siguiente figura se presentan los modelos de estabilidad de taludes luego de terminadas las obras presentadas. Se incluye el análisis para un mecanismo de falla circular que presente las superficies de falla del talud externo y un mecanismo de falla que permita establecer el Factor de Seguridad en la banca de la vía.

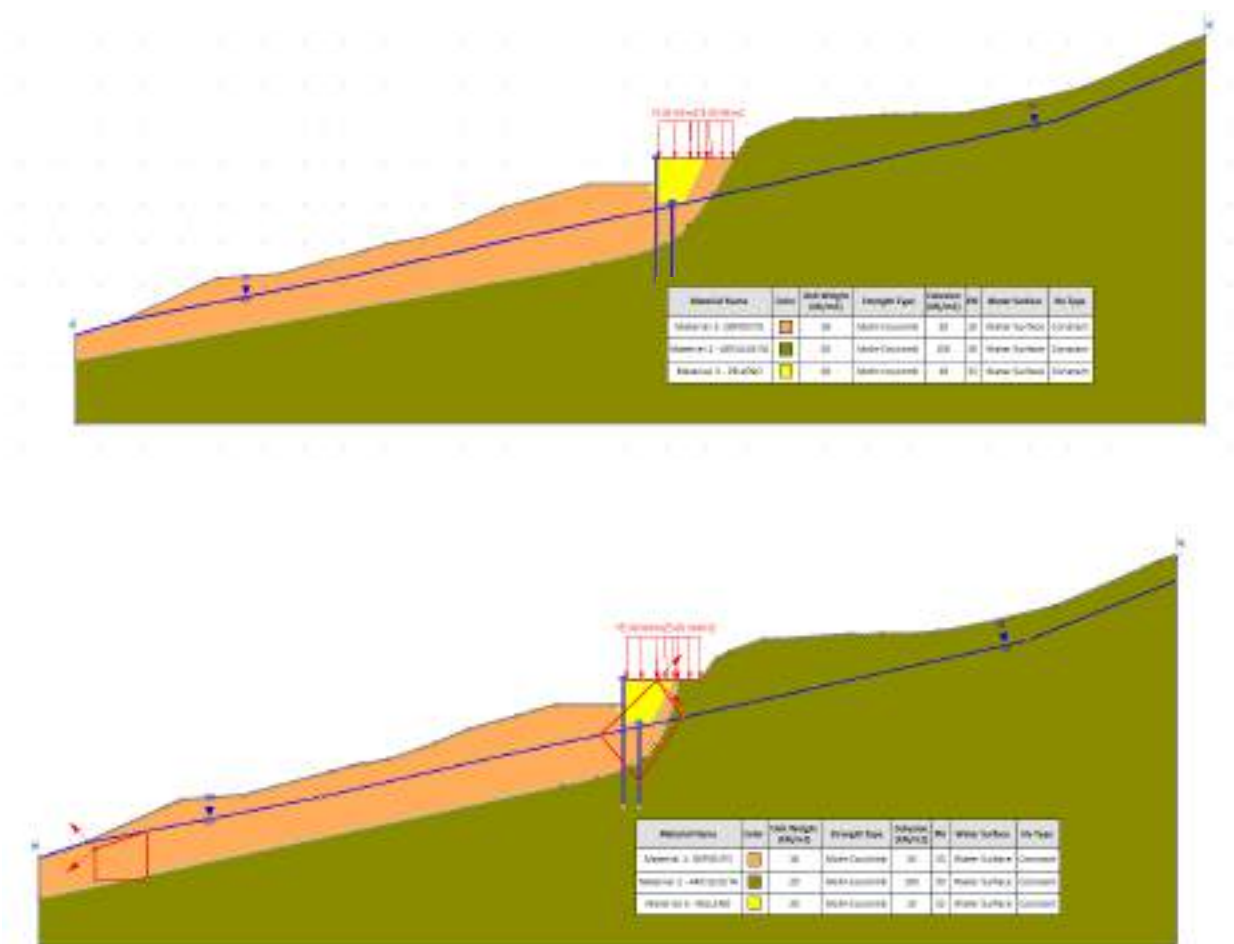


Imagen 41. Geometría de análisis K22+355 a K22+480

Condición con obras – Estático - K22+355 A K22+480

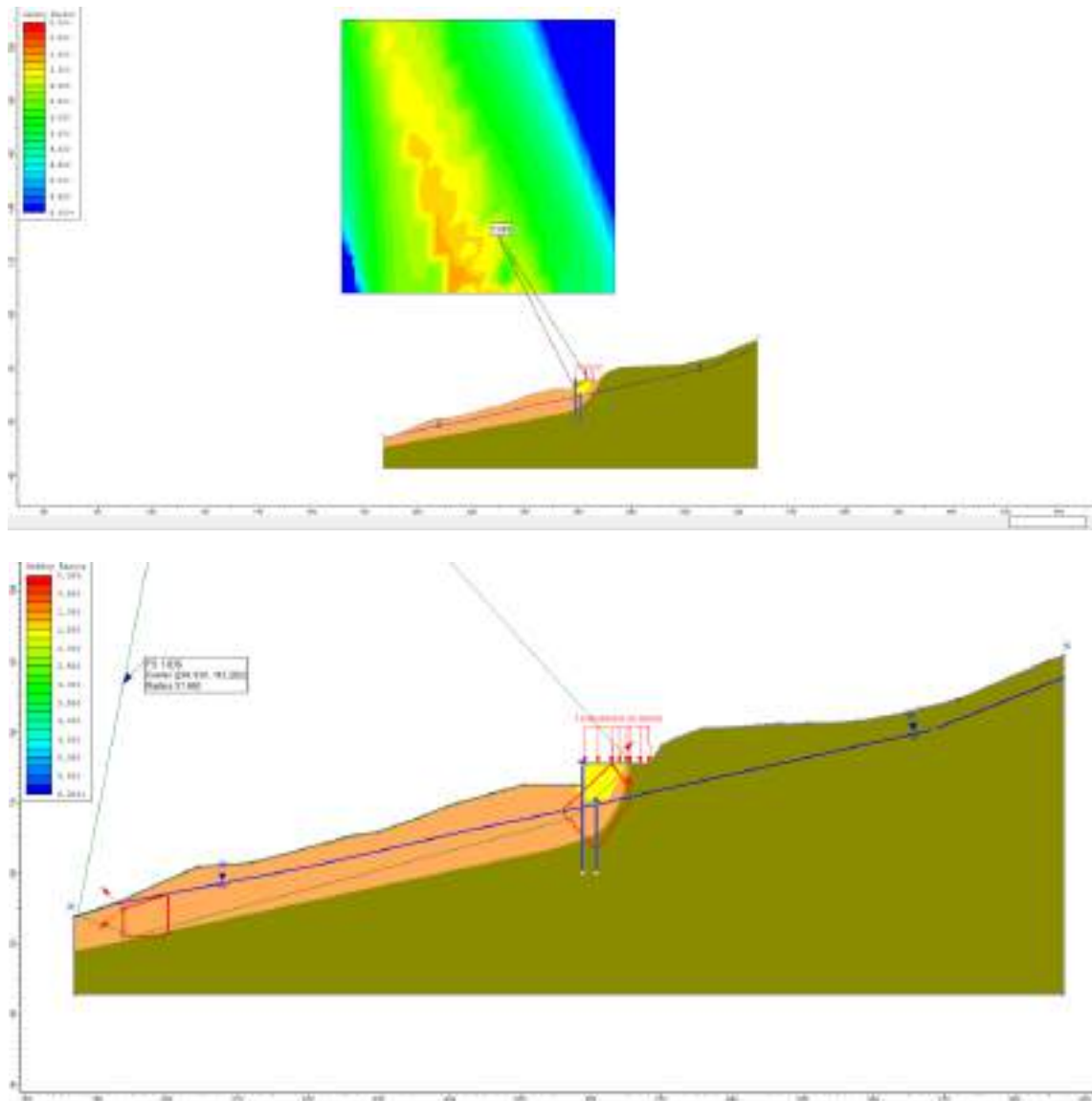


Imagen 42. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 a K22+480

Condición con obras – Pseudoestática - K22+355 A K22+480

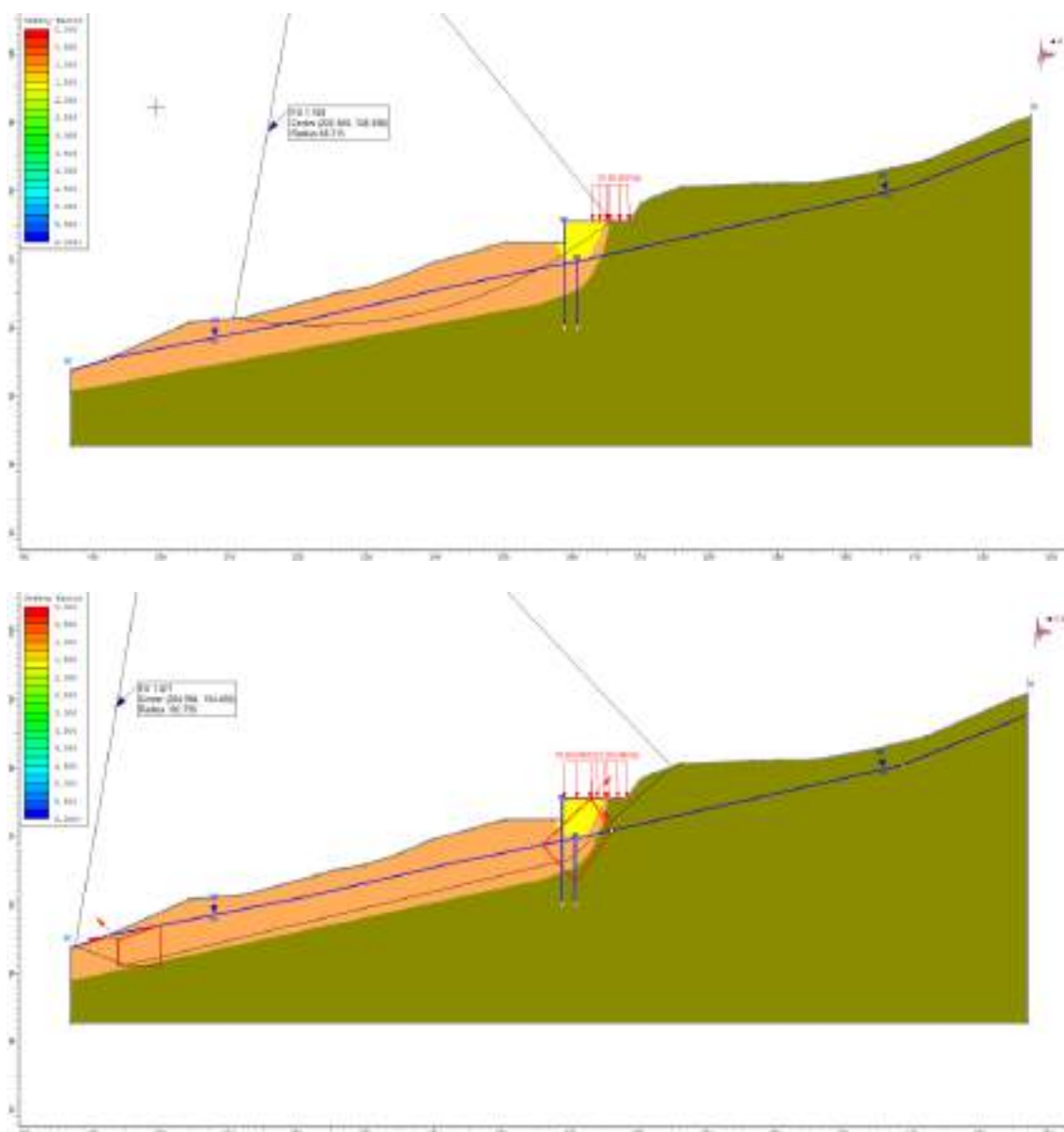


Imagen 43. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K22+355 a K22+480

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado. Se observa que los Factores de seguridad sobre la banca de la vía se encuentran por encima de los requeridos en la normatividad colombiana para la condición estática y pseudoestática para los dos mecanismos de falla evaluados. Si bien es cierto se implementan obras para el manejo hidráulico que van en beneficio de la estabilidad de la ladera al no acometer obras de contención en el talud externo los Factores de Seguridad en dicho talud se encuentran por debajo de 1,5 y 1,05 para la condición estática y pseudoestática respectivamente.

Tabla 23. Factores de seguridad sector inestable K22+355 -K22+480

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General obras	1.669	1,244

6.4 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES

Para tal efecto y haciendo uso de un modelo de equilibrio límite mediante el programa de computador SLIDE. El modelo geotécnico fue representado mediante un espacio bidimensional. El comportamiento mecánico de los estratos definidos fue establecido mediante un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb, los valores de factor de seguridad fueron evaluados con base en los mínimos valores obtenidos de cientos de superficies de falla de tipo circular en el comportamiento de las excavaciones asociadas a la construcción de las estructuras proyectadas en el sector inestable K22+240-K22+480. Se evalúa en el presente capítulo, el comportamiento de las paredes de las excavaciones, los factores de seguridad asociados al proceso y las inclinaciones de seguridad.

Teniendo en cuenta la profundidad de las excavaciones para la instalación de las estructuras proyectadas es necesario ejecutar de manera temporal la conformación de cortes para las excavaciones.

Con base en lo anterior fueron realizados análisis de estabilidad considerando la sobrecarga con el fin de determinar la geometría con que deben ejecutarse las excavaciones en campo.

Por otra parte, es importante mencionar que el control y manejo de aguas superficiales se deberá realizar antes de efectuar los cortes temporales para la implantación de las estructuras propuestas.

A partir de los parámetros de diseño seleccionados, fueron evaluadas varias alternativas contemplando como profundidad máxima de corte y excavación 4,0m con inclinaciones de 64° (1H: 2V).

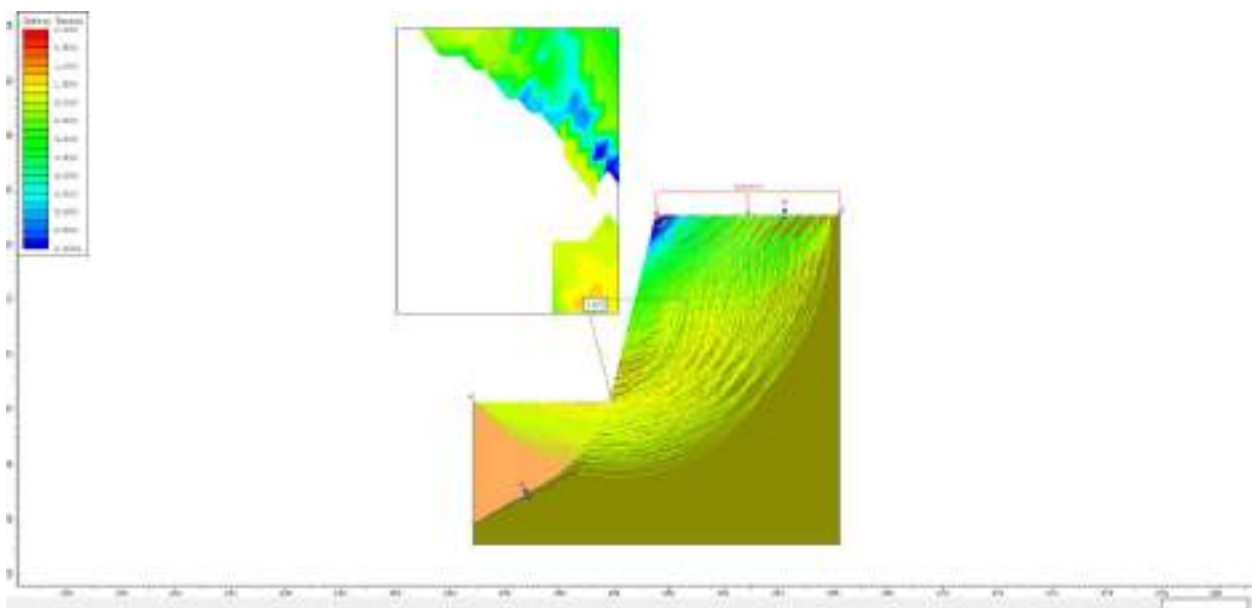


Imagen 44. Factor de seguridad corte temporal – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price

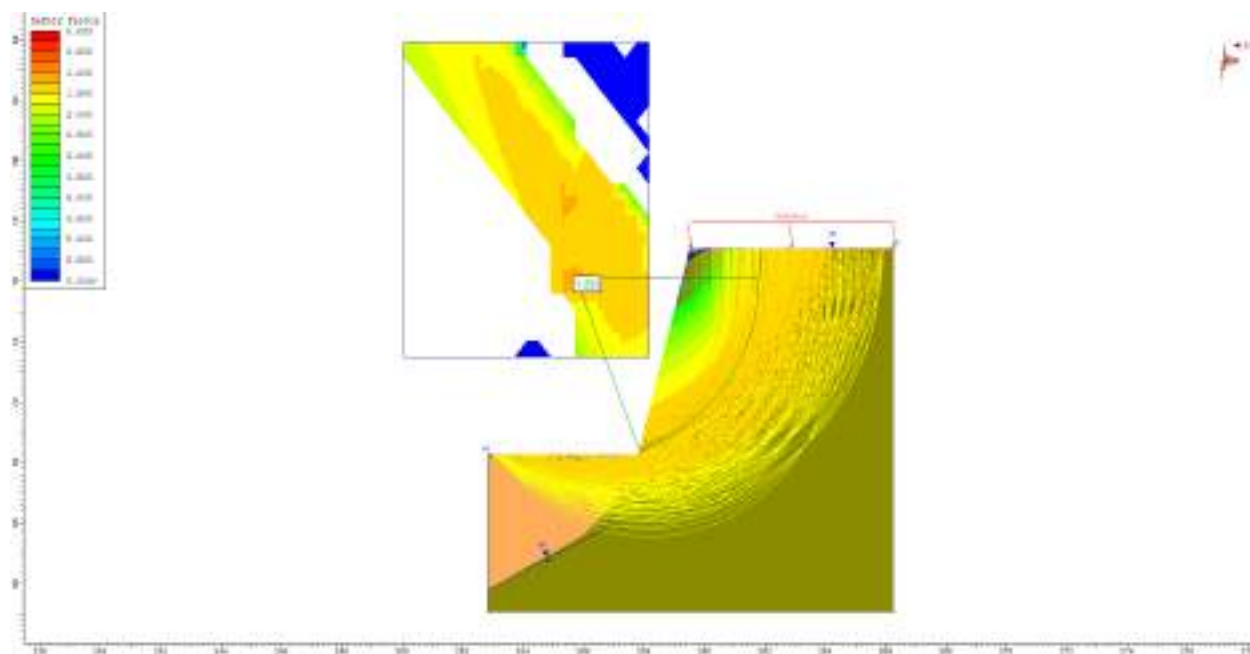


Imagen 45. Factor de seguridad corte temporal – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

Tabla 24. Factores de seguridad cortes temporales sector inestable K22+400 a 22+600

Altura máxima de corte (m)	Inclinación	Factor de seguridad	
		Estático	Dinámico
4	64° (1,0H; 2,0V)	1.431	1.206

Los criterios de aceptación de los factores de seguridad, se basa en lo descrito en la norma de construcción sismo resistente NSR-10, tabla H.2.4-1 “Factores de Seguridad Básicos Mínimos directos” tal y como se relacionan a continuación:

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F_{SRM}		F_{SRUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo-estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo-estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

(Fuente NSR-10)

6.5 CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo, la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 10m, la pantalla del muro contará con alturas entre 2,1m y 6,7m aproximadamente. El muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

Este sector se ha dividido en dos tramos, los cuales se relacionan a continuación:

K22+240 a K22+350, en este tramo la altura de los muros varía entre 3,3m y 6,7m. La solución se desarrollará en una longitud aproximada de 110m.

K22+355 a K22+460, en este tramo la altura del muro varía entre 2,1m y 5,8m. La solución se desarrollará en una longitud aproximada de 105m.

El nivel de cimentación se obtendrá haciendo la excavación a la altura correspondiente y garantizando la uniformidad de los materiales.

Los caisson estarán separados tres veces el diámetro entre ejes.

Entre los análisis realizados fueron llevados a cabo modelos de resistencia por punta para suelos principalmente friccionantes, en función de las propiedades geomecánicas del subsuelo de la zona donde se implantarán las estructuras en mención.

Conforme a lo establecido en la norma CCP 14 para los pilotes perforados se debe considerar el diseño a partir de los estados límites, con lo cual a continuación se hace una descripción general de lo requerido para el diseño de cimentaciones profundas asociadas a cada estado límite.

Estado límite de Resistencia - tramo entre las abscisas K22+240 a K22+350, y K22+355 a K22+460

Así las cosas y con el fin de brindar varias alternativas para la selección del sistema de cimentación, se ha evaluado la magnitud de la capacidad de carga de seguridad para diversas geometrías de caisson, con diámetros variables entre 1,20 y 1,6m y longitudes entre 6m y 10m, para los tramos K22+240 a K22+350, y K22+355 a K22+430.

En la tabla y figura a continuación se presentan los valores de capacidad de seguridad de los pilotes a carga vertical, ya se les ha afectado por el factor de reducción y se ha descontado el peso de los mismos.

Tabla 25. Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K22+240 a K22+350, y K22+355 a K22+430– talud externo.

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	6	7	8	9	10
1,20	550,01	578,832	607,656	636,479	665,303
1,3	645,495	679,323	713,15	746,979	780,81
1,4	748,622	787,854	827,087	866,319	905,552
1,5	859,39	904,424	949,46	994,499	1039,537
1,6	977,792	1029,034	1080,277	1131,519	1182,762

*carga en toneladas

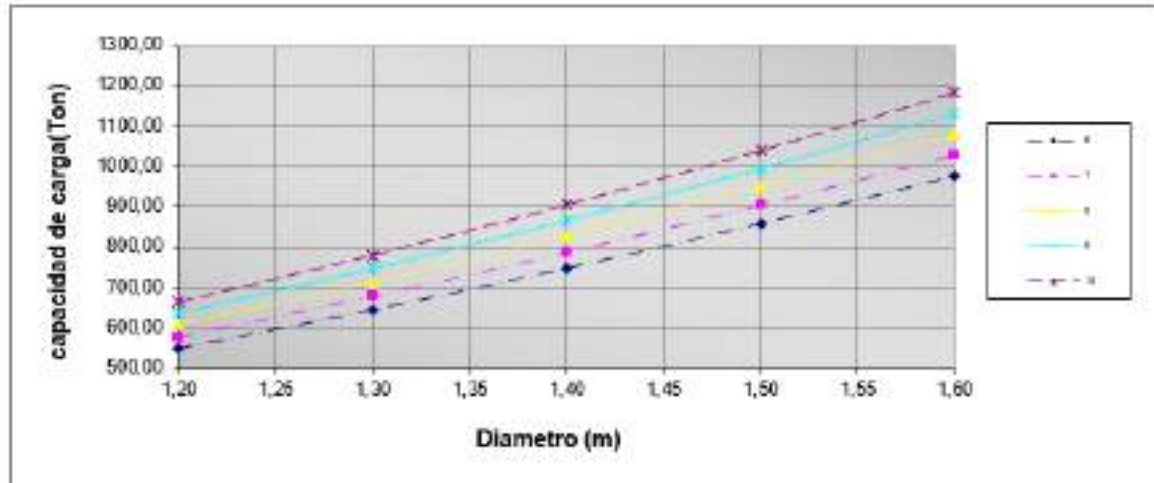


Imagen 46. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo K22+240 a K22+350, y K22+355 a K22+430– talud externo

Estado límite de servicio

El estado límite de servicio está determinado por lo expuesto en el numeral 10.5.2.1 y 10.8.2.2.1 del Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14.

De acuerdo con el numeral 10.5.2.1, el diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:

- Asentamientos
- Movimientos horizontales
- Estabilidad global y
- Socavación para la inundación de diseño.

Así las cosas, para este caso en particular no se ha contemplado socavación. A continuación, se presentan los valores de asentamientos elásticos esperados y de los coeficientes de reacción vertical y horizontal.

El análisis de asentamientos se llevó a cabo mediante la Teoría Elástica y fue realizado de acuerdo con las propuestas existentes, fundamentadas en correlaciones entre el módulo de elasticidad, la relación de Poisson del material de fundación y coeficientes en función de la geometría del cimient.

Los módulos de elasticidad de los materiales para el análisis de asentamientos elásticos han sido establecidos con base en las correlaciones propuestas por Bowles (1982) y el U.S. Department of the Navy (1982).

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales son de **5,1cm**.

Coeficiente de reacción vertical (Kv)

El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura-suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **12838,88 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **1572,1ton/m³**.

Valores de Resorte Horizontal (Kh)

El coeficiente de reacción horizontal (Kh) fue calculado a partir de la resistencia de los suelos de confinamiento a lo largo del fuste hasta la máxima profundidad de diseño de los elementos de cimentación considerando la resistencia al corte lateral del suelo de acuerdo a las propuestas de W. G. K. Fleming.

Estos valores de resorte se presentan patronados al diámetro del caisson, es decir para determinar el valor de resorte horizontal volumétrico (relación esfuerzo/deformación) basta con dividir el valor de la gráfica entre el diámetro.

Adicionalmente, se da la alternativa para el diseño estructural, si se va a aplicar a un modelo de resistencia lineal (Winkler) (relación fuerza/deformación) debido a la diferencia conceptual en los parámetros utilizados, en donde el valor del Kh será establecido multiplicando el valor de la gráfica por el diámetro.

En la gráfica siguiente se presentan los valores de resorte horizontal (Kh) hasta una profundidad de 10m.

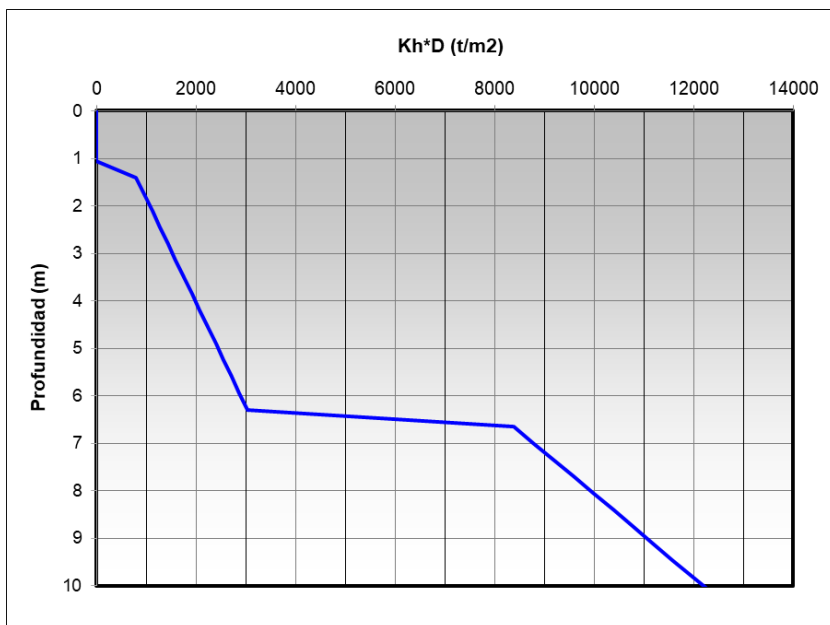


Imagen 47. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) K22+240-K22+350

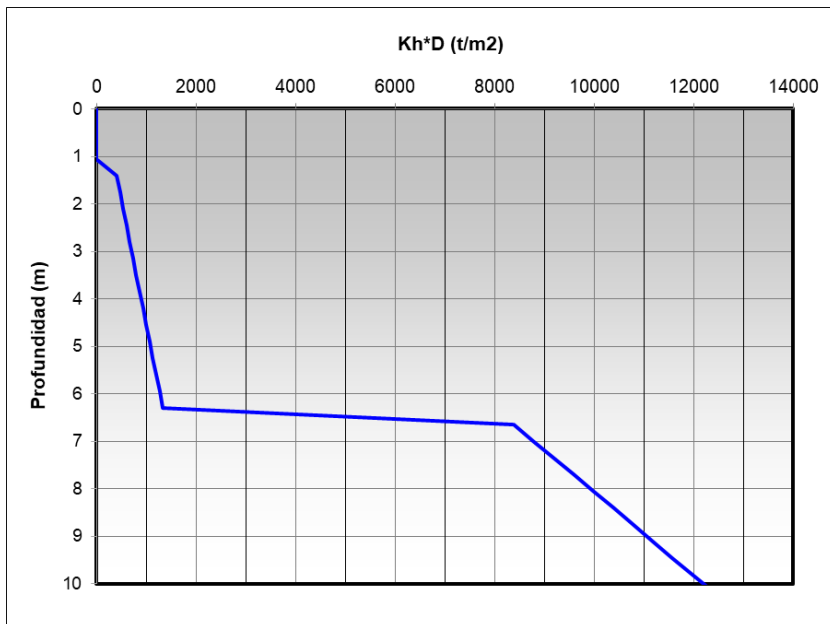


Imagen 48. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) K22+355-K22+460

Estado límite de evento extremo - tramo entre las abscisas K22+240 a K22+350 y K22+355 a K22+430

Tabla 26. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K22+240 a K22+350 y K22+355 a K22+430– estado límite de evento extremo

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	6	7	8	9	10
1,20	1650,02	1736,495	1822,967	1909,438	1995,910
1,3	1936,486	2037,970	2139,45	2240,938	2342,42
1,4	2245,865	2363,563	2481,260	2598,958	2716,656
1,5	2578,16	2713,273	2848,39	2983,498	3118,610
1,6	2933,375	3087,102	3240,830	3394,557	3548,285

*carga en toneladas

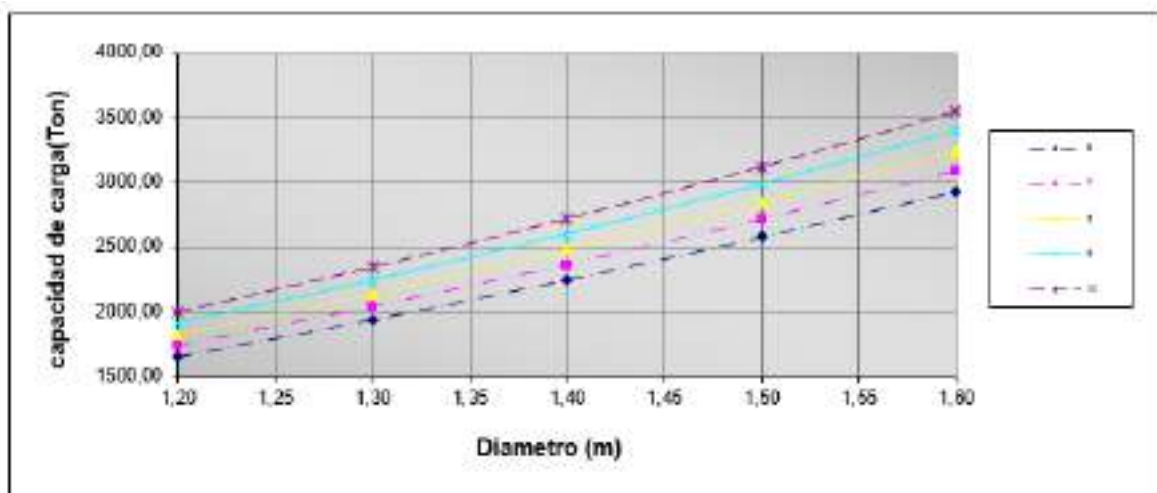


Imagen 49. Capacidad de carga de seguridad caisson tramos K22+240 a K22+350 y K22+355 a K22+430– estado límite de evento extremo

Capacidad de carga lateral - Método de Broms

Broms desarrolló un método para calcular los desplazamientos y momentos de pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos utilizando el coeficiente de Balasto, mediante este método se pueden analizar pilotes aislados de cualquier longitud, libres o con restricción a la rotación en la cabeza.

Broms Limita este método a cargas de servicio que se encuentren entre $1/3$ y $1/2$ de la carga ultima. Para este rango de cargas, Broms, asume que el suelo es linealmente elástico, adicionalmente, para simplificar el análisis consideró, que para los suelos cohesivos el coeficiente de balasto es constante con la profundidad y que aumenta linealmente con esta en suelos no cohesivos.

Para el cálculo de la carga última en suelos cohesivos, Broms asume una distribución de la reacción del suelo uniforme e igual a 9 veces el diámetro por la resistencia a cortante del suelo, excepto para la parte más cercana a la superficie en la que considera que el sustrato no ofrece resistencia.

En suelos no cohesivos considera que la reacción del suelo aumenta con la profundidad, alcanzando una resistencia última de 3 veces el empuje pasivo de Rankine. Así las cosas, a continuación, se presentan los resultados de los análisis de carga lateral.

Tabla 27. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

Diam (m)	Longitud (m)				
	6	7	8	9	10
1,2	182,43	320,22	463,63	612,66	767
1,3	197,63	346,90	502,26	663,72	831
1,4	212,83	373,59	540,90	714,77	895
1,5	228,03	400,27	579,54	765,83	959
1,7	243,24	426,96	618,17	816,88	1023

*carga en toneladas

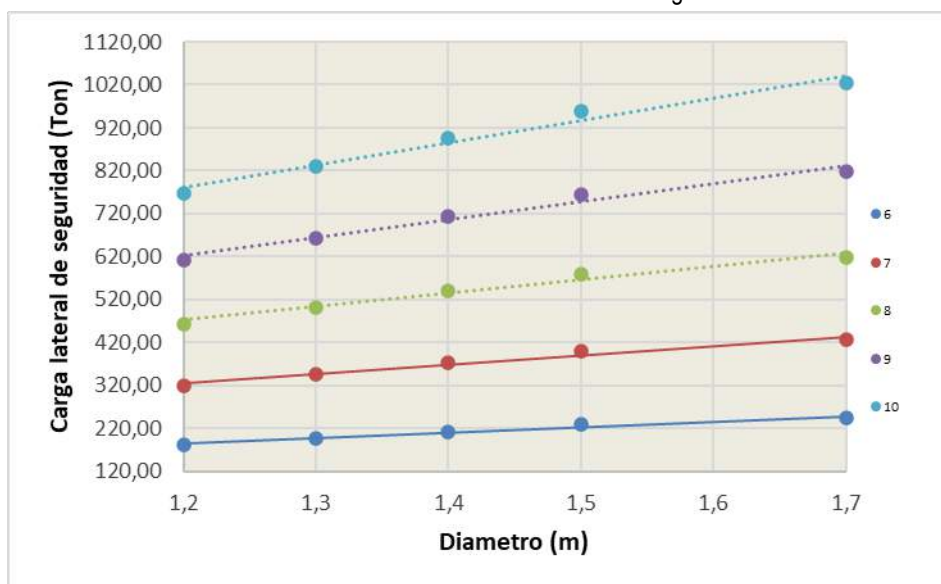


Imagen 50. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

Resistencia a la Tracción

Los valores a continuación corresponden a la resistencia a la tracción de los caisson para los tramos K22+240 a K22+350 y K22+355 a K22+430, ya se les ha afectado por el factor de reducción

Tabla 28. Resistencia a la Tracción

Diam (m)	Longitud (m)				
	6	7	8	9	10
1,2	52,64	71,28	90,59	110,58	131,23
1,3	58,50	78,93	100,10	122,00	144,62
1,4	64,58	86,85	109,91	133,75	158,38
1,5	70,89	95,04	120,03	145,85	172,52
1,6	77,42	103,48	130,44	158,29	187,04

* carga en toneladas

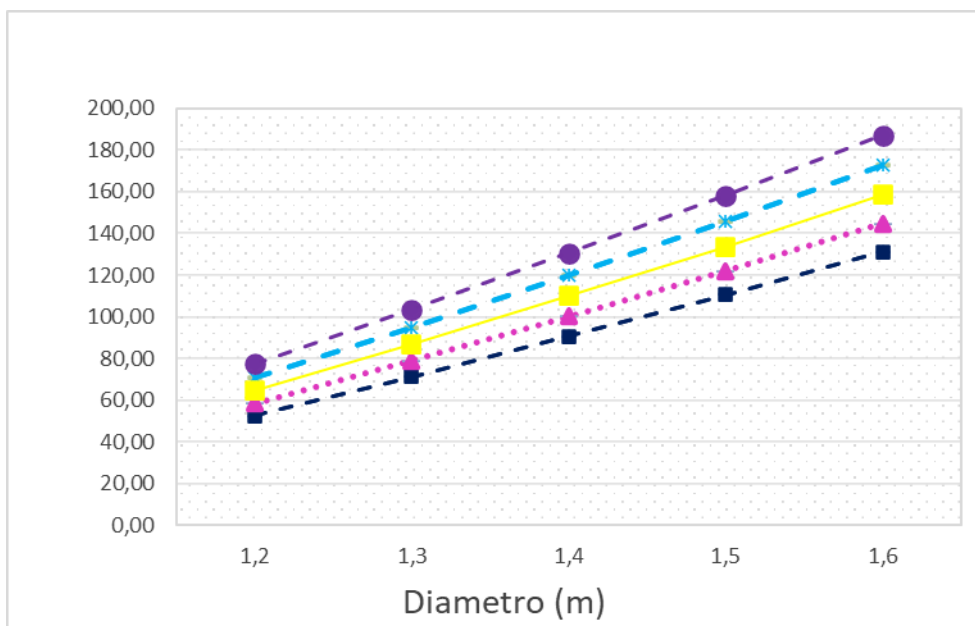


Imagen 51. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado

6.6 DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Para el diseño de los elementos estructurales del muro de contención que soportan la acción de cargas generadas por los materiales de relleno, han sido realizados los análisis de esfuerzos laterales, los cuales fueron evaluados mediante la teoría clásica de Rankine, la cual se fundamenta en las teorías del *equilibrio plástico*, que en suelos se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar.

De la misma forma con base en la formulación pseudo-estática propuesta por Mononobe – Okabe, fueron determinados los coeficientes de presión de tierras para condición dinámica.

De acuerdo a lo anterior, se recomienda utilizar diagramas de presiones laterales triangulares, propias de suelos friccionantes, considerando los siguientes parámetros:

Tabla 29. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe

DATOS		
Aceleración A_a	0,25	CCP-14
Peso unitario del materia de Relleno	2	t/m3
Angulo de fricción interna	30	(°)
Sobrecarga tránsito vehicular (H.5.1.2 — Estados Límite de Falla-NSR-10)	1,5	t/m2
Coeficiente de presión activa (K_a)		
$K_a = (1 - \text{sen } \phi) / (1 + \text{sen } \phi)$		
$K_a =$	0,333	
Coeficiente de presión en reposo (K_o):		
$K_o = (1 + \text{sen } \phi)$		
$K_o =$	0,5	
CALCULO DE MONONOBE OKABE		
A_a	0,25	
A_v	0	
ϕ	30	
δ	20	
ψ	-	
DA	2,262684636	
K_a (mononobe okabe)		0,5082
K_o		0,5000
K_a		0,3333

Los materiales de relleno, deberán seleccionarse de acuerdo con los lineamientos establecidos por el artículo No. 610 del INVIAS denominado “Relleno para Estructuras”, garantizando como mínimo la colocación de materiales tipo “Adecuados”.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en las observaciones de detalle ejecutadas durante la visita técnica adelantada, en el programa de investigación del subsuelo, en la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio, así como en las hipótesis de diseño, ha sido posible establecer las siguientes conclusiones y recomendaciones

Perfil Estratigráfico promedio

Teniendo en cuenta lo anterior y a la exploración del subsuelo, ha sido posible establecer la existencia de dos (2) estratos los cuales se relacionan a continuación:

Desde la superficie actual del terreno se observa un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz, presenta espesores de 6,0m.

Seguido del estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (25m), se reporta la presencia de una Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura, la cual corresponde a la formación gualanday (Tgmg).

Estructuras de contención proyectadas:

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo, la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 10m. El muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

Este sector se ha dividido en dos tramos, los cuales se relacionan a continuación:

K22+240 a K22+350, en este tramo la altura de los muros varía entre 3,3m y 6,7m. La solución se desarrollará en una longitud aproximada de 110m.

K22+355 a K22+480, en este tramo la altura del muro varía entre 2,1m y 5,8m. La solución se desarrollará en una longitud aproximada de 125m.

El nivel de cimentación se obtendrá haciendo la excavación a la altura correspondiente y garantizando la uniformidad de los materiales.

Los materiales de fundación corresponden a las arcillolitas de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura, pertenecientes a la formación Gualanday (Tgmg).

Adicionalmente a las obras de contención propuestas se deberán acometer obras hidráulicas consistentes en la construcción de cunetas en la zona afectada.

Así mismo el box culvert que se encuentra sobre la zona afectada del tramo K22+240 a K22+350 deberá ser reemplazado ya que el existente se encuentra fallado y obstruido por el movimiento que se presentó en la zona objeto de estudio.

Para evitar la generación de presiones hidrostáticas, se recomienda la construcción de un filtro en el espaldar del muro de contención proyectado (en ambos tramos). Estos filtros deberán cumplir con las especificaciones del Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

Respecto a los procesos constructivos

Si bien es poco frecuente, ha sido una práctica en la ingeniería la construcción de caisson mediante deslizamiento vertical de camisas prefabricadas, este método constructivo debido a las características del terreno suele presentar fricciones muy elevadas a lo largo del fuste lo que típicamente para profundidades superiores a 5 metros impide la movilización de la camisa. Por lo anteriormente expuesto se recomienda que el encamisado sea fundido y no hincado.

Las excavaciones de los caissons se deberán encamisar en su totalidad, ya que los materiales son susceptibles a desconfinarsse por efecto del agua, lo que generaría el cierre de la excavación.

Estos elementos deben excavarse y fundirse de manera intercalada es decir no consecutiva, con el fin de no generar zonas muy amplias de desconfinamiento, de igual manera se recomienda que se dé inicio a su construcción desde los extremos del movimiento hacia el centro.

Para la construcción de los muros en el talud externo se debe seguir los siguientes pasos:

1. Excavación temporal hasta el nivel de la zarpa.
2. Construcción de los caisson.
3. Construcción de la zarpa.
4. Construcción del vástago.
5. Construcción de los filtros al espaldar del muro.
6. efectuar los Rellenos y reconfiguración de los taludes y superficies.

En cuanto a los análisis de estabilidad

Se han realizado análisis de estabilidad en condición actual, mostrando los resultados que los factores de seguridad son menores a la unidad, lo que refleja la condición de inestabilidad en la zona de estudio.

Los factores de seguridad con obras en condición estática arrojan un valor de 1,791 y 1,669 y en condición dinámica de 1,244, y 1,234 los cuales cumplen con la normatividad vigente y demuestran que las obras propuestas son las adecuadas.

Así mismo los factores de seguridad para la conformación de cortes temporales cumplen en condición estática y dinámica para una inclinación de 64° (1,0H; 2,0V), de acuerdo a la normatividad vigente.

El resultado de los modelos numéricos efectuados en cuanto a magnitud de deformaciones, puntos de plastificación y diagramas de esfuerzos cortantes, coinciden con lo apreciado en campo, de modo que esta condición actual puede considerarse como un retroanálisis que ratifica los parámetros obtenidos del programa de exploración del subsuelo.

Adicional, a las obras de conformación de taludes de corte, es necesario acometer la construcción de obras de drenaje y de protección contra erosión, con el fin de mejorar las condiciones generales de los taludes internos, externos y de la calzada, para de esta manera evitar la activación de procesos de inestabilidad.

En las zonas donde se requiera, deberá ser objeto de labores de bioingeniería correspondientes a sellado de grietas, retiro de materiales y/o bloques sueltos y revegetalización de las superficies erosionadas o expuestas.

En las zonas donde se proyecten cortes del talud, es necesario brindar una adecuada protección a los materiales superficiales que queden expuestos en los taludes y bermas, esta protección se deberá llevar a cabo mediante sistemas de control de erosión.

El recubrimiento de los taludes es fundamental y se debe realizar inmediatamente se conforma los taludes de corte, pues esta actividad garantiza la estabilidad del terreno minimizando la aparición de procesos de erosión.

8 LIMITACIONES

Todos los análisis, conclusiones y recomendaciones se basan en los resultados del programa de exploración del subsuelo, el cual es de carácter puntual, si en el momento de ejecutar las obras se aprecian condiciones diferentes a las expuestas en el presente documento se debe dar aviso oportuno, con el fin de evaluar su incidencia en el proyecto.

9 ANEXOS

- Anexo 1. Exploración del subsuelo
- Anexo 2. Memorias de cálculo
- Anexo 3. Planos constructivos

ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO 3. PLANOS CONSTRUCTIVOS
