



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO INESTABLE K24+700

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 2.
CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

JUNIO DE 2024

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	7
1.1	OBJETIVOS	7
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	8
2.1	ANTECEDENTES	10
3	DIAGNÓSTICO	11
4	GEOLOGÍA	12
4.1	OBJETIVO GENERAL	12
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
4.3	ALCANCE	12
4.4	METODOLOGÍA	13
4.5	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	13
4.6	ESTUDIOS DE CAMPO	13
4.7	CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA	13
4.7.1	LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	14
4.7.2	DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA	14
4.7.3	INFORME FINAL GEOLOGÍA	14
4.7.4	GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO	14
4.8	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	22
4.9	GEOMORFOLOGÍA	23
4.10	RESULTADOS	24
4.11	CONCLUSIONES	26
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	27
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	27
5.2	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	28
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	30
5.4	PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	31
5.5	NIVEL FREÁTICO	36
6	DISEÑO GEOTÉCNICO	37

6.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	37
6.2	PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS	39
6.3	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL	41
6.4	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL	46
6.5	CORTES TEMPORALES	48
6.6	CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS superficiales	49
6.7	ASENTAMIENTOS	52
6.8	COEFICIENTE DE REACCIÓN VERTICAL (kv)	52
6.9	DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	53
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	55
8	LIMITACIONES	57

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Corredor vial - Ataco - Planadas	8
Imagen 2. Mapa Geológico del sector K24+760 - K24+810, modificado de Plancha 301 Planadas, escala 1.100.000, SGC.	15
Imagen 3. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa K22+900, vía Ataco - Planadas. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.	16
Imagen 4. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.	17
Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.	18
Imagen 6. Depósitos recientes, Santiago Pérez. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	19
Imagen 7. Granodioritas del Batolito de Ibagué. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	19
Imagen 8. Curso de la quebrada sobre el talud interno. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	20
Imagen 9. Pérdida parcial de la blanca, abscisa K24+790. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	21
Imagen 10. Escarpes sobre el sector norte. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	21
Imagen 11. Escarpes sobre el sector sur Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	22
Imagen 12. Falla Santiago Pérez.	23
Imagen 13. Geomorfología general del sector.	23
Imagen 14. Geología local del sector.	24
Imagen 15. Perfil transversal sobre la abscisa K24+790.	25
Imagen 16. Perfil transversal sobre la abscisa K24+800.	26
Imagen 17. Localización en planta de los sondeos ejecutados	29
Imagen 18. Resumen grafico de las propiedades índice - Sondeo 1	33
Imagen 19. Resumen grafico de las propiedades índice - Sondeo 2	34
Imagen 20. Perfil Transversal A-A', sitio K24+790	35
Imagen 21. Perfil Transversal B-B', sitio K24+800.	35
Imagen 22. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	39
Imagen 23. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	40
Imagen 24. Geometría de análisis K24+790	42
Imagen 25. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+790	43
Imagen 26. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+790	43
Imagen 27. Geometría de análisis K24+800	44
Imagen 28. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+800	44
Imagen 29. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+800	45
Imagen 28. Obras – Geometría de análisis	46
Imagen 28. Obras – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price	47
Imagen 28. Obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price	47
Imagen 28. Corte temporal – Geometría de análisis	48
Imagen 28. Corte temporal – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price	48
Imagen 28. Corte temporal – Pseudoestático - Método de GLE/Morgenstern-Price	49
Imagen 30. Capacidad portante de trabajo para cimientos superficiales – Límite de resistencia	51
Imagen 30. Capacidad portante de trabajo para cimientos superficiales – Límite de evento extremo	51

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto.....	27
Tabla 2. Localización de sondeos	28
Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio sondeos 1 y 2	31
Tabla 4. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), estratos 1	38
Tabla 5. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties).....	38
Tabla 6. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988) (Fuente: Manual de Cimentaciones del Invias)	39
Tabla 7. Parámetros de diseño seleccionados	41
Tabla 8. Parámetros de diseño seleccionados con base en el retrocálculo.....	42
Tabla 9. Factores de seguridad sector inestable	45
Tabla 9. Factores de seguridad con obras.....	47
Tabla 9. Factores de seguridad cortes temporales	49
Tabla 10. Capacidad portante de trabajo para cimientos superficiales.....	50
Tabla 11. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe	54

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable.....	9
Fotografía 2 y 3. Exploración de subsuelo - Sondeo 1	29
Fotografía 4 y 5. Exploración de subsuelo - Sondeo 2	30
Fotografía 6 y 7. Materiales característicos del estrato 1	31
Fotografía 8 y 9. Materiales característicos del estrato 2	32

ANEXOS

ANEXO A. Exploración del subsuelo
ANEXO B. Memorias de cálculo
ANEXO C. Planos

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 y pérdida de la banca en el sitio localizado entre las abscisas K24+760 y K24+820, aproximadamente, y así 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.

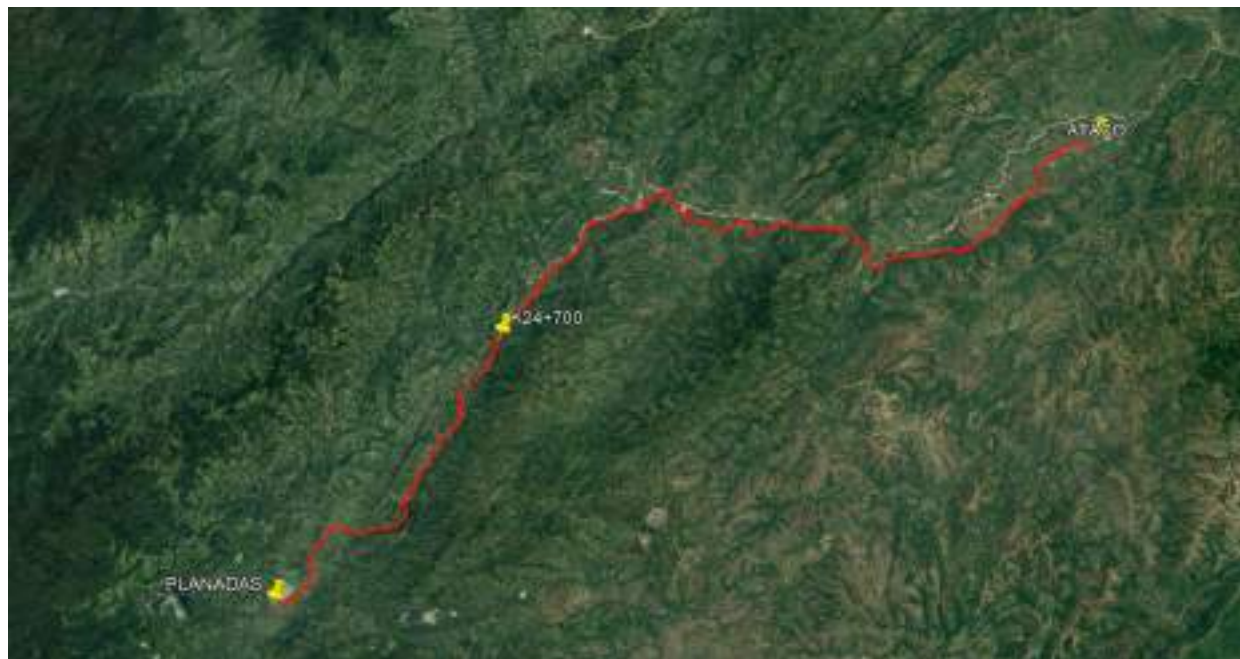
Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

- 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 geo-mecánicos 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. Corredor vial - Ataco - Planadas



Fuente: Google Earth

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado entre el K24+760 y K24+820, aproximadamente, de la vía Ataco – Planadas, en el que se observa un flujo de detritos generando inestabilidad en el talud externo. Este flujo se encuentra asociado a la remoción de los depósitos de coluvión, debido las fuertes precipitaciones y al cauce que converge directamente en este punto.

En este sector el talud interno cuenta con alturas variables entre 15m y 20m y una pendiente variable entre 30 y 45 grados. La vegetación en el talud interno es espesa, se observan árboles propios de la región hacia la parte alta se observan pastizales que son utilizados para el pastoreo.

El talud externo cuenta con alturas variables entre 5,0m y 8,0m y una pendiente variable entre 15 y 20 grados. Además, la vegetación es espesa (al igual que en el talud interno) con presencia de pastos en la parte baja.

Se observa la presencia de un importante cuerpo de agua provenientes del talud interno, el encole de la alcantarilla que recoge estas aguas se encuentra destruida, así como el descole de la misma hacia el talud externo, generando saturación de los materiales superficiales que conforman el perfil estratigráfico ocasionando la inestabilidad de este sector en particular.

En las fotografías a continuación se muestra un panorama general del sector inestable objeto de estudio.



Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable

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.
- De igual manera en el sector del K21+100 sector el Cóndor se presentó pérdida total de la banca afectando la transito vehicular entre las poblaciones de Santiago Pérez y Planadas.
- En el sector de Caño fisto a la altura del K16, se presentó de igual manera pérdida parcial de la banca debido a la acción que ejerce el río Atá sobre la margen derecha, ocasionando múltiples problemas y colocando en riesgo el tránsito vehicular y a la población que circula por este corredor.
- De igual manera y como se ha mencionado, en el K1+800 se presenta un deslizamiento rotacional el cual ha desplazado la vía en por lo menos 4m, ocasionando la pérdida de las estructuras hidráulicas y la falla total de la vía.
- En el K5+600 al K6+100 se observan movimientos tipo rotacional superficial, acompañado de flujos de detritos, ocasionando movimientos y deformaciones a nivel de vía, los cuales colocan en riesgo el tránsito vehicular y la integridad de las personas que habitan en la zona
- 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.

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 del sitio 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 el tramo de estudio, como se ha mencionado anteriormente se identificó una inestabilidad de flujo de detritos superficial que compromete parte de la banca el talud externo entre las abscisas K24+760 y K24+820, aproximadamente. En general se presenta un flujo de detritos en dirección NE – SW delimitado por el cauce de la quebrada que discurre sobre la abscisa K24+790. Debido a la condición geológica y geomorfológica del sector, se presentan depósitos recientes de tipo coluvial suprayaciendo rocas macizas de tipo granodiorita del Batolito de Ibagué. El contacto entre dichas rocas y los materiales no consolidados (coluviales y rellenos antrópicos que conforman la vía) transportados por la quebrada define una superficie de movimiento que configura la inestabilidad de la zona. La continua erosión sobre el sector ha ocasionado la pérdida parcial de la banca y deterioro de la vía en diferentes puntos lo cual obedece a los procesos morfo-dinámicos relacionados principalmente al agua (quebrada, lluvias y demás drenajes). Los espesores estimados de los depósitos corresponden a 5 metros, sin embargo, es variable debido a la forma del terreno y tasas de erosión diferenciales.

En virtud de lo anterior, en este sector se llevó a cabo la ejecución de dos (2) sondeos con equipo mecánico los cuales alcanzaron profundidades entre 17 y 25m, 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, la recuperación de la banca y el paso seguro de los vehículos y comunidad 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 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 la construcción de un muro de contención apoyado de manera directa sobre las granodioritas del batolito de Ibagué (Jgdi), solución que se implantará sobre el borde externo de la vía. Es importante que para dar el paso al cauce se reemplace la alcantarilla existente por un box coulvert que garantice el flujo del agua de manera segura y eficaz.

Es importante mencionar que, si bien el nivel freático se detectó a una profundidad promedio de 2,60m, los taludes se encuentran completamente saturados, debido a las aguas de escorrentía producto de las precipitaciones y del cauce que cruza este sector.

Adicional a lo anterior se acometerán obras hidráulicas tal y como lo especifica el estudio de hidrología e hidráulica efectuado para este sector.

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 K24+760 y K24+810. 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 a acompañados de la memoria explicativa que describe la composición litológica de la unidad, características de resistencia de las rocas y comportamiento geo-mecánico 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 a 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, la cuales pueden evidenciar la morfo-dinámica 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.

4.5 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. Toda la información obtenida se complementó con base a los estudios realizados en campo.

4.6 ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente a las abscisas K24+760 y K24+810. 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.

4.7 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.

4.7.1 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.

4.7.2 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, terracetas, entre otras.

4.7.3 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.

4.7.4 GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO

El área asociada al sector entre las abscisas K24+760 y K24+810 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 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 del Batolito de Ibagué. Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.

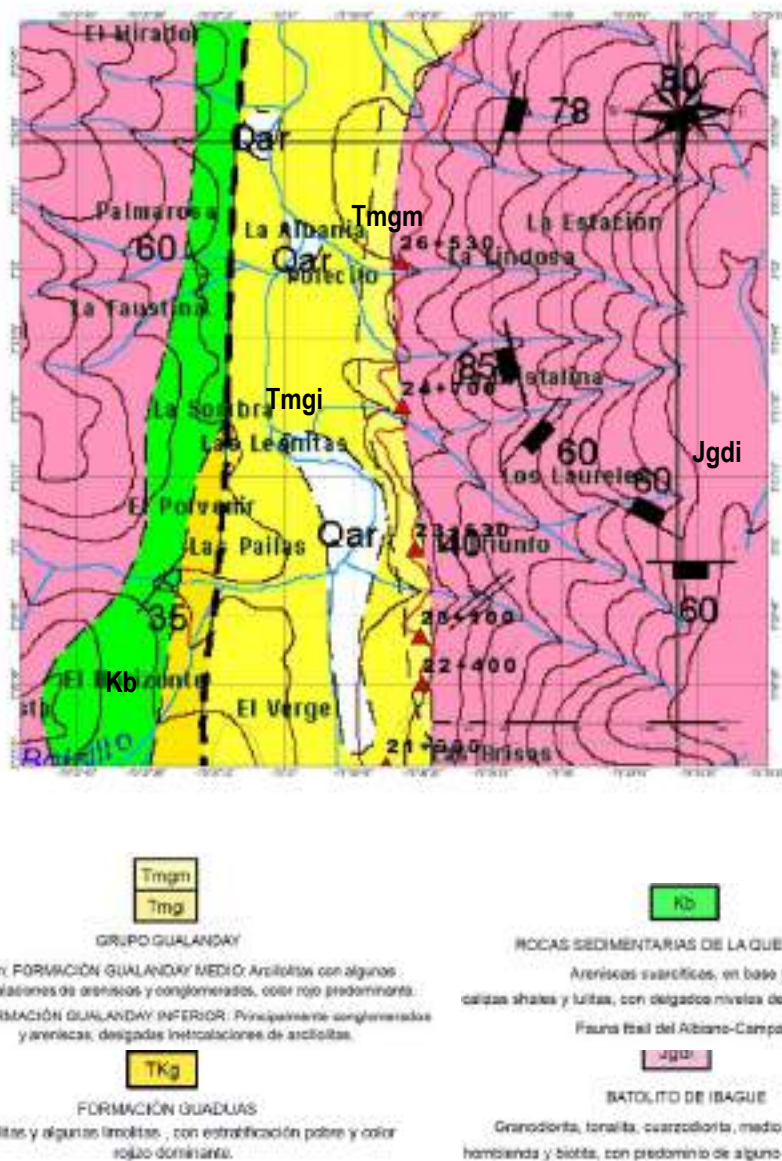


Imagen 2. Mapa Geológico del sector K24+760 - K24+810, modificado de Plancha 301 Planadas, escala 1:100.000, SGC.

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 cuarzdioritas, 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 K22+900, vía Ataco - Planadas.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.

ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO (KB)

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.

FORMACIÓN GUADUAS (TKg)

Esta formación se encuentra suprayaciendo en contacto concordante a las Rocas Sedimentarias de la quebrada Barroso e infrayaciendo a las areniscas y conglomerados de la Formación Gualanday Inferior en contacto fallado.

Está compuesta por arcillolitas rojas y violáceas, ocasionalmente amarillentas y grises, con delgadas intercalaciones de limolitas. Se le ha asignado una edad entre el Maastrichtiano y Paleoceno. Su espesor en el área no se ha determinado debido a las pocas exposiciones y el tectonismo del área.

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: Diseños Geotécnicos S.A.S

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 y los factores de inestabilidad de varios sectores de la vía Ataco - Planadas.

A continuación, se muestran las principales observaciones de la exploración geológica sobre la zona inestable referente al tramo K24+760 - K24+810.

Coordenadas. 3°21'30.55" N, 75°36'34.43" W, h = 829 m.s.n.m.

El sector se encuentra sobre rocas cristalinas del Batolito de Ibagué correspondientes a granodioritas. Estas rocas constituyen el macizo que conforma el principal relieve montañoso hacia el este de la zona a lo largo de la vía entre Planadas y Santiago Pérez. Exhiben un hábito masivo y continuo conformando el núcleo de la estratigrafía de la zona, es decir, las rocas más antiguas. Su génesis está relacionada a material intrusivo que cristalizó, de allí su denominación como batolito, teniendo en cuenta su extensión. Sin embargo, en este sector se encuentra la transición o contacto entre las rocas ígneas del Batolito y las rocas sedimentarias de la Formación Gualanday Medio. Morfológicamente se aprecia el cambio entre el relieve montañoso desde el este del área a un relieve colinado al oeste, relacionado litológicamente con el Batolito de Ibagué y la Formación Gualanday Medio respectivamente. En esta zona transitoria o de piedemonte se encuentran comúnmente depósitos coluviales procedentes de la parte alta de la zona, en este caso desde el talud interno de la vía.



Imagen 7. Granodioritas del Batolito de Ibagué. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Particularmente la zona se encuentra el curso de una quebrada tributaria de la Quebrada El Paujil que está ubicada hacia el sur y cuyo cruce con la vía se localiza sobre la abscisa K26+660. Esta quebrada tributaria sobre la abscisa K24+790 arrastra material desde la parte alta que se depositan sobre la vía y aguas abajo. Los rellenos o depósitos no consolidados con mala selección presentan una extensión considerable que contribuye a los problemas de estabilidad sobre la vía. Se caracterizan por estar compuestos por material arenoso y fragmentos tamaño arenas hasta bloques de granodioritas (ver imagen 8) que debido a la erosión misma de la quebrada (cuyo sistema de alcantarillado se encuentra colapsado), los drenajes circundantes y fuertes lluvias, se moviliza a favor de la pendiente.



Imagen 8. Curso de la quebrada sobre el talud interno. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Esta situación ha generado un flujo de detritos (caracterizado por tener el material saturado y en continua erosión), asimismo se remueve el material de relleno que conforma la vía. Actualmente se presente la pérdida parcial de la banca como se muestra en la figura siguiente.

De acuerdo con la exploración de campo, el material no consolidado presenta espesores variables que alcanzan los 5 metros. El contacto inferior de estos depósitos se encuentra a alrededor de esta profundidad (5 metros) con las granodioritas del batolito; esta superficie configura la zona de falla pues divide claramente el material movilizado de las rocas macizas del batolito. Es importante resaltar que el manejo de aguas es crucial en este sector debido a que es el detonante principal del proceso de remoción en masa (tipo flujo de detritos) y se debe garantizar su correcta canalización desde el talud interno hasta una distancia prudente definida por los estudios hidrológicos y/o hidráulicos que se adelanten. Considerando la extensión de estos depósitos es necesario asegurar que la erosión hacia el talud externo se controle con el fin de no generar nuevas inestabilidades sobre el sector.



Imagen 9. Pérdida parcial de la blanca, abscisa K24+790. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Asimismo, se identificaron algunas zonas escarpadas que evidencian una inestabilidad general sobre la zona. Estos escarpes se encuentran sobre el talud interno y externo como se identifican en las siguientes imágenes (en color magenta).



Imagen 10. Escarpes sobre el sector norte. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S



Imagen 11. Escarpes sobre el sector sur Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

4.8 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Entre los rasgos estructurales que se destacan en la zona se encuentran algunos lineamientos y fallas como la de Santiago Pérez (ver Imagen 2 y 10). 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. En esta área la Falla pone en contacto las rocas de la Formación Guaduas y la Formación Gualanday Inferior. Su trazo principal se encuentra a aproximadamente 1,2 km del área de estudio, sin embargo, como se mencionó no se tienen evidencias de afectaciones directas sobre el sector que puedan perjudicar las obras que se contemplen.



Imagen 12. Faja Santiago Pérez.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

4.9 GEOMORFOLOGÍA

Fisiográficamente el área que comprende el sector estudiado se caracteriza en la parte baja por un relieve colinado de cimas subredondeadas desarrollado sobre las arcillolitas de la Formación Gualanday Medio 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.



Imagen 13. Geomorfología general del sector.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

Localmente el sitio crítico está sobre una ladera de contrapendiente de morfología montañosa e irregular, con longitudes largas y pendientes abruptas asociadas a las granodioritas del Batolito de Ibagué al E condicionan los procesos morfogenéticos del área. Debido a esto, la mayor parte de drenajes que nacen en la parte alta de estas laderas son transversales al rumbo de la vía facilitando la saturación y meteorización de las rocas sobre las que está la vía y su consecuente movilización.

4.10 RESULTADOS

Con base a la exploración geológica de campo, fotografías aéreas y topografía se definió el mapa geológico del sitio, caracterizando las unidades geológicas involucradas y ya definidas en este capítulo: Depósitos Coluviales y antrópicos (Qar) y rocas granodioritas del Batolito de Ibagué. Con esta vista en planta de la zona se delimita la extensión de los depósitos sobre el talud interno y externo de la vía:

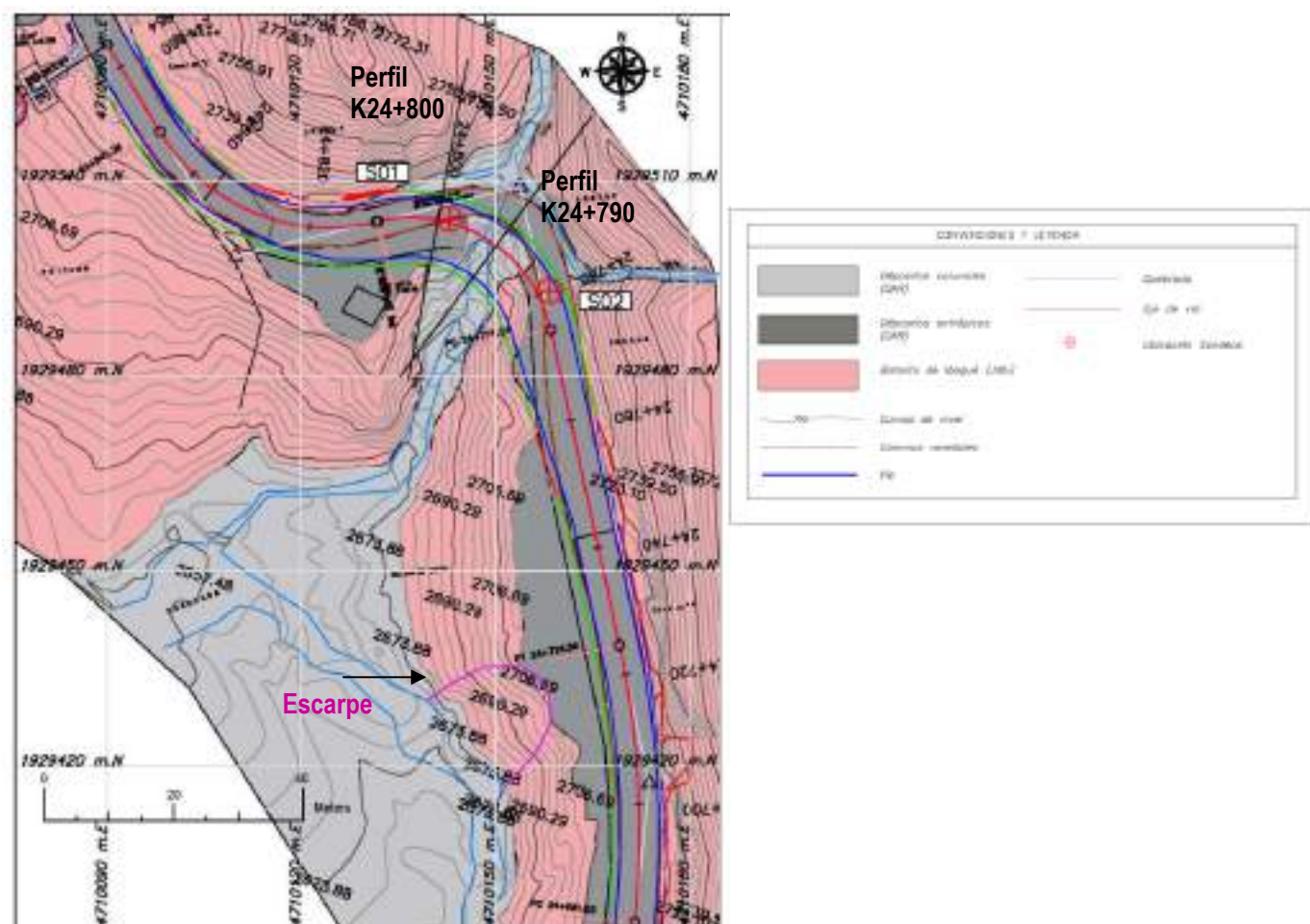


Imagen 14. Geología local del sector.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022)

Asimismo, se presentan los perfiles geológicos promedios de la zona. En estos perfiles se muestra la proyección de la vía, con el fin de que se contemplen en el modelo geotécnico. Como se muestra el movimiento principal sigue el rumbo de la quebrada y es definido sobre el contacto entre los depósitos recientes y las rocas del macizo (línea de color negro). Sobre el perfil de la abscisa K24+790 se nota una disminución del espesor de los depósitos debido a que la mayor parte del material se ha erosionado por la acción de la quebrada. Sin embargo, hacia los extremos y a nivel de la vía se considera un espesor aproximado de 5 metros tomando el valor mayor registrado en la exploración.

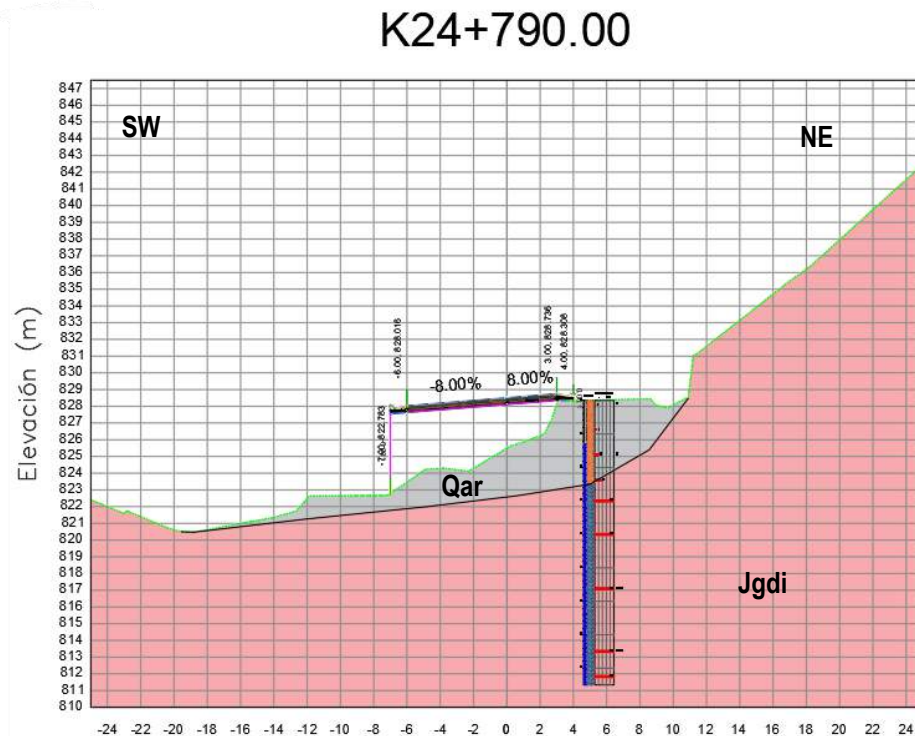


Imagen 15. Perfil transversal sobre la abscisa K24+790.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

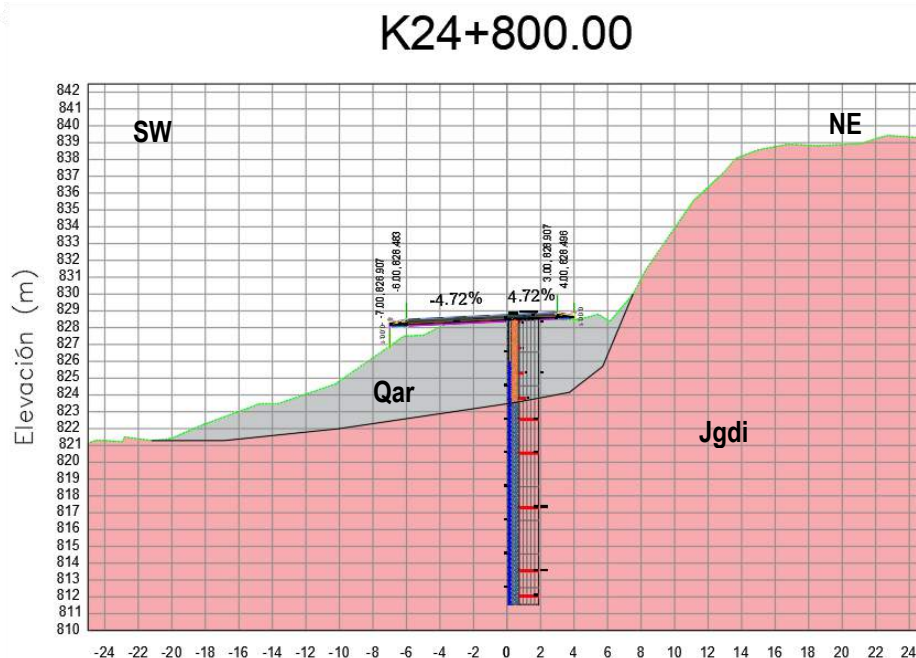


Imagen 16. Perfil transversal sobre la abscisa K24+800.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

4.11 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:

El sector de estudio presenta varios factores de inestabilidad que han desencadenado una serie de procesos de remoción en masa de tipo flujo de detritos. El principal factor condicionante es la existencia de depósitos recientes coluviales y antrópicos, sobre las rocas del Batolito de Ibagué. El segundo factor es la morfología de la zona, la cual corresponden a la transición de la zona montañosa e irregular hacia un paisaje colinado y menos abrupto con una pendiente general de 20° entre el talud interno y externo que condiciona el flujo y depositación de material proveniente de la parte alta. Estos factores constituyen la susceptibilidad a los movimientos en masa y como factor detonante se encuentra la erosión provocada por la quebrada tributaria que atraviesa la vía, cuyas tasas de erosión y transporte han aumentado con la temporada de lluvias por la cual atraviesa la zona.

5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

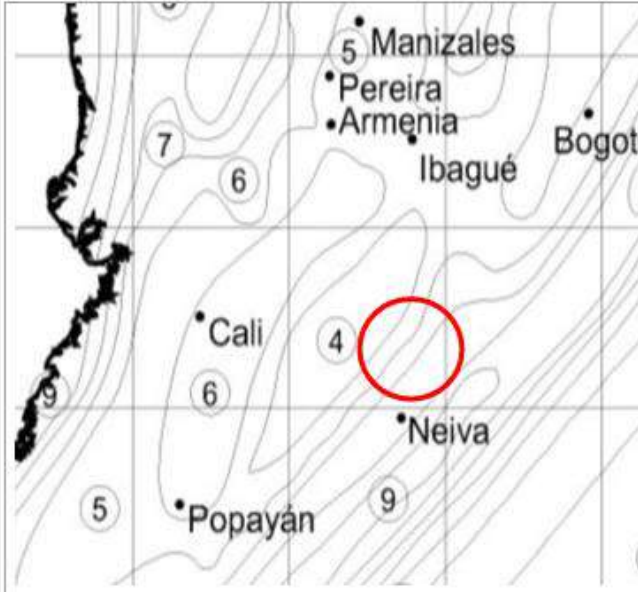
5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

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 con 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 (S_s y S_1) 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 S_s	0,50
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo largo S_1	0,25
	Valor del factor de sitio F_{pga}	1,3
	Perfil suelo de Cimentación	C

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 C, 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 que consistió en la ejecución dos (2) perforaciones con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, las cuales alcanzaron profundidades entre 17m 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	17	Mecánica	Borde externo de la vía	4710143,628	1929504,091
2	25	Mecánica	Borde externo de la vía	4710157,867	1929494,465

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En la imagen a continuación se muestra en planta la localización de los sondeos efectuados en el tramo objeto de estudio:



Imagen 17. Localización en planta de los sondeos ejecutados

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración:

- Sondeo No 1



Fotografía 2 y 3. Exploración de subsuelo - Sondeo 1

- Sondeo No 2



Fotografía 4 y 5. Exploración de subsuelo - Sondeo 2

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 geo-mecánico. 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 sondeos 1 y 2

[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 el sector 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 5,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qar), 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 promedio a la penetración estándar entre 4 y 33 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 6 y 7. Materiales característicos del estrato 1

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (25m), se reporta la existencia granodioritas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación al batolito de Ibagué (Jgdi), 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 8 y 9. 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 el tramo objeto de estudio:

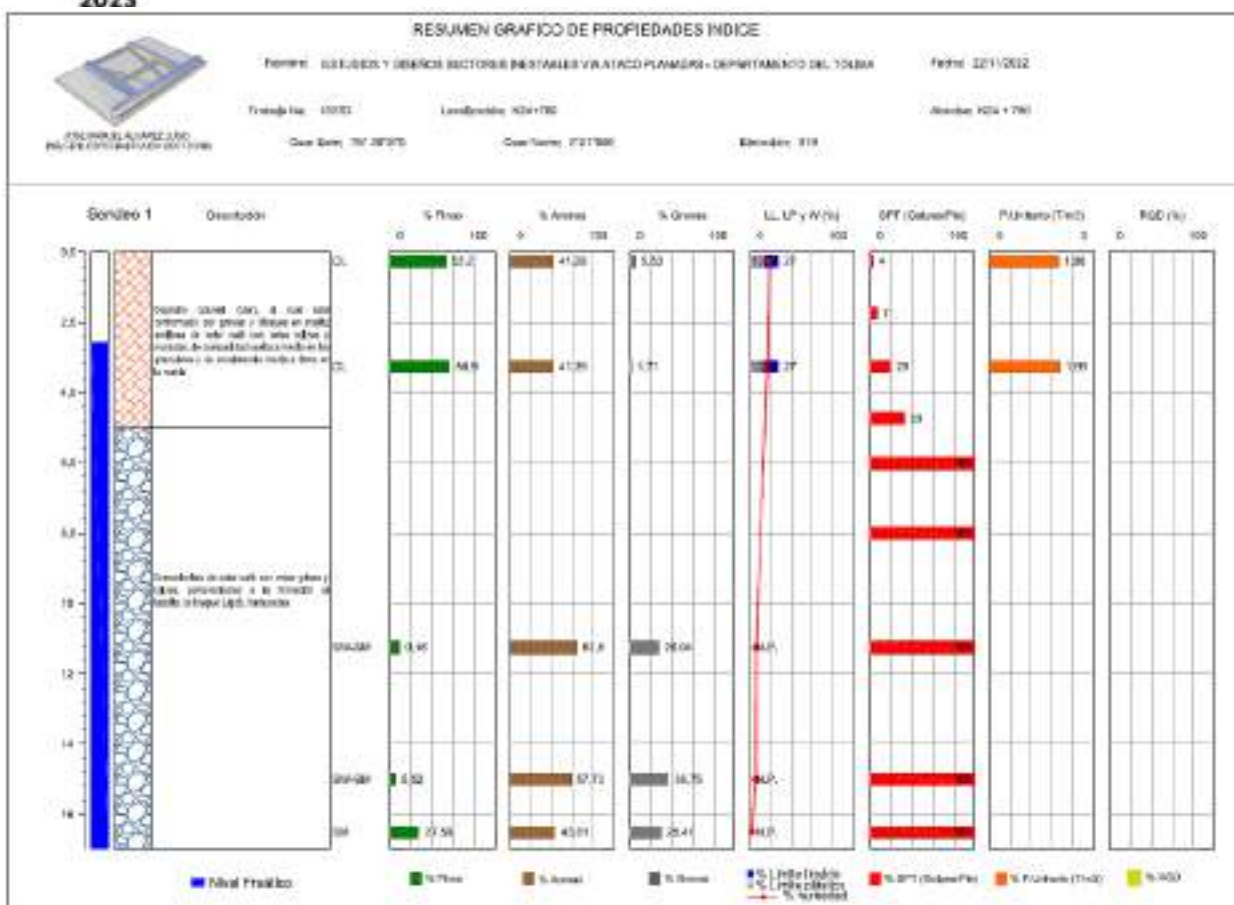


Imagen 18. Resumen grafico de las propiedades índice - Sondeo 1

Fuente: Diseños Geotécnicos

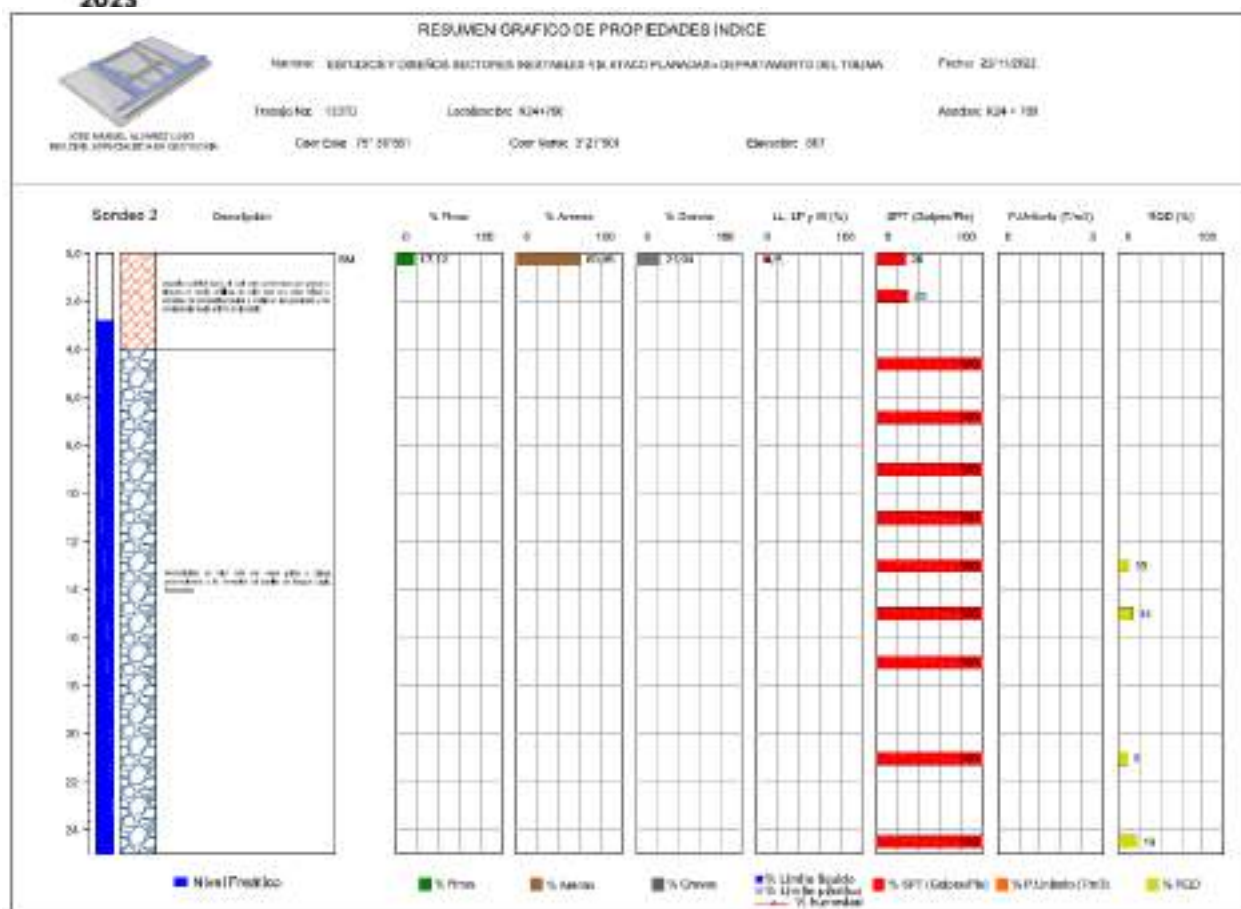


Imagen 19. Resumen grafico de las propiedades índice - Sondeo 2

Fuente: Diseños Geotécnicos

En las imágenes a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico definido:

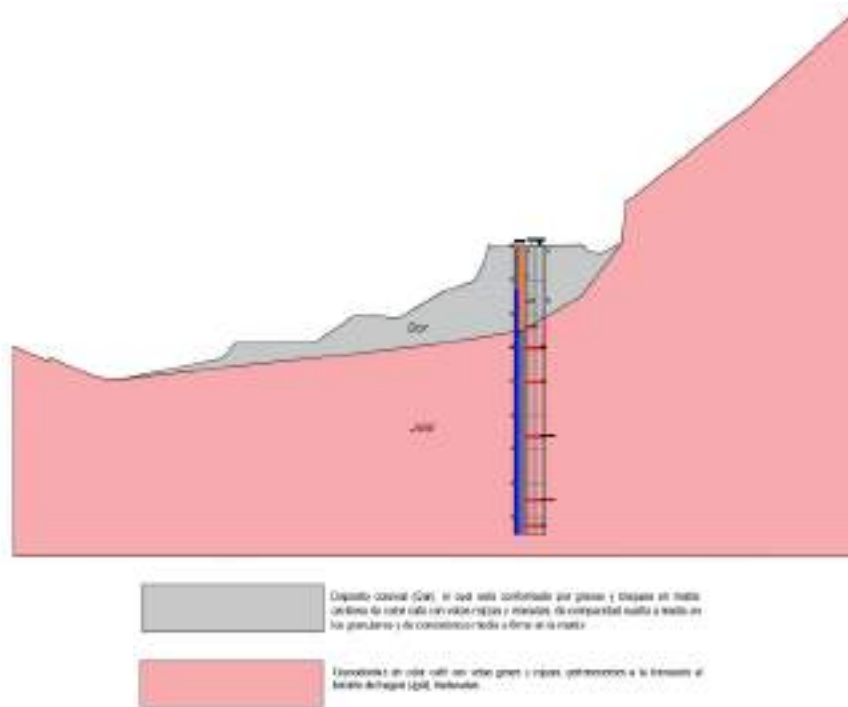


Imagen 20. Perfil Transversal A-A', sitio K24+790
 Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Sección de análisis K24+800

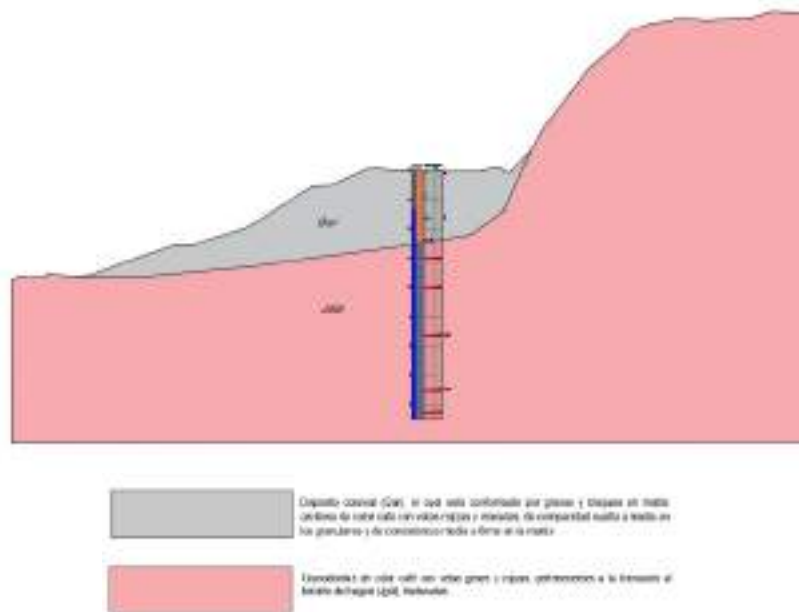


Imagen 21. Perfil Transversal B-B', sitio K24+800.
 Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

5.5 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático fue detectado en la perforación 1 a una profundidad promedio de 2.80m, y en la perforación 2 a una profundidad promedio de 2,60m. Sin embargo, es importante mencionar que los taludes se encuentran saturados completamente en superficie, debido a las lluvias que se presentan en la zona y a los cauces que corren sobre los taludes sin ningún control.

6 DISEÑO GEOTÉCNICO

Con base en las propiedades geo-mecánicas 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 número 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 4. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), estratos 1

i	di (m)	Ni	N60i	di/Ni
1	0,5	4	5	0,10
2	0,5	7	8,75	0,06
3	0,5	18	22,5	0,02
4	0,5	33	41,25	0,01
Σ	2			0,19

Nprom	10
--------------	----

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 5. 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

A partir del manual de cimentaciones del INVIAS, se tomaron las relaciones para el cálculo del módulo de elasticidad y coeficiente de poisson presentadas en la tabla 4.6.2 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).

Tabla 6. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)
(Fuente: Manual de Cimentaciones del Invia)

TIPO DE SUELO	RANGO DE VALORES TÍPICOS MÓDULO DE YOUNG E_s (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON μ (ADIMENSIONAL)	ESTIMACIÓN DE E_s A PARTIR DE N	
			TIPO DE SUELO	E_s (MPa)
Arcilla blanda	2-4	0,2 – 0,5	Limos, limos arenosos, arenas ligeramente cohesionadas	0,4N
arenosa	15-50	0,4-0,5 (no drenado)	Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	0,7N
Mediamente rígida a rígida	50-100	0,30 – 0,5	Arenas gruesas y arenas con poca grava	1,0N
Muy rígida	> 80	0,30 – 0,5	Grava arenosa y gravas	1,1N
Limo	15-60	0,1-0,3	Grava arenosa y gravas	1,1N
Limo	2-20	0,3-0,35		

6.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS

El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown:

Es considerablemente aceptado y muy aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Aunque el criterio se considera agradable, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980. Un programa de computación asociado, denominado “RocLab”, ha sido desarrollado con la finalidad de ser un medio conveniente para la obtención de parámetros de resistencia por Hoek-Brown al criterio más conocido Mohr--Coulomb.

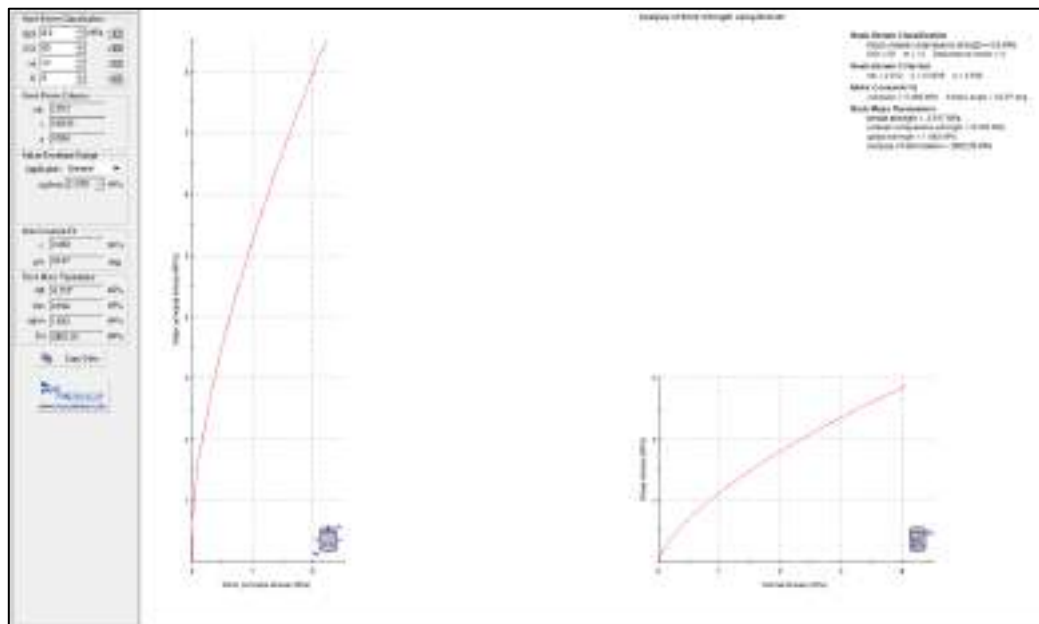


Imagen 22. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.

Para adquirir los parámetros bajo el criterio de Mohr coulomb, se debe alimentar el programa bajo el análisis de 4 parámetros:

- La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta sigci (obtenido a partir de los resultados de compresión en roca)
- El parámetro de la roca intacta m_i
- El índice de resistencia geológica GSI
- El factor de perturbación D

El índice de resistencia geológica GSI, fue desarrollado por Hoek (1994) para corregir los problemas detectados con el uso del índice RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Se sostiene bajo criterios de la composición mineralógica y proceso de formación de la roca, y el RQD.

Para el caso en estudio, encontramos que el macizo está compuesto granodioritas del batolito de Ibagué (Jgdi) fracturadas, por tal razón se optó por un GSI= 50.



Fract Type	GSI Selection	SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities		90	80	70	60	50
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets						
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets						
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity						
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces						
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes						

Imagen 23. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.

Los parámetros de diseño seleccionados se han establecido para el depósito de coluvión a partir del retro cálculo, en donde se ejecutó de manera repetitiva el análisis de estabilidad variando el Angulo de fricción y la cohesión hasta encontrar un mecanismo de falla que se ajuste con el identificado en campo y que tenga un factor de seguridad cercano a 1,0.

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 en el sector de estudio.

Tabla 7. Parámetros de diseño seleccionados

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qar), 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 – 5,0	3,5	25	1,97	700
Granodioritas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación al batolito de Ibagué (Jgdi), fracturadas.	5,0 – 25,0	46	32	2,48	304181

6.3 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 de falla de tipo circular.

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.

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 provocan los cauces presentes en la zona se tienen taludes inestables que arrastran los depósitos hasta el nivel de la banca.

El modelo estabilidad se evaluó con superficies de falla circulares que se encuentran iniciando en el talud interno de la vía existente y salen en la pata del talud externo.

Los materiales de depósito se están moviendo sobre las granodioritas de color café con vetas grises, pertenecientes al Batolito de Ibagué (Jgdi), las cuales se encuentran estables.

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 8. Parámetros de diseño seleccionados con base en el retrocálculo

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qar), 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 – 5,0	1,0	20	1,97	700
Granodioritas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación al batolito de Ibagué (Jgdi), fracturadas.	5,0 – 25,0	46	32	2,48	304181

Sección de análisis K24+790

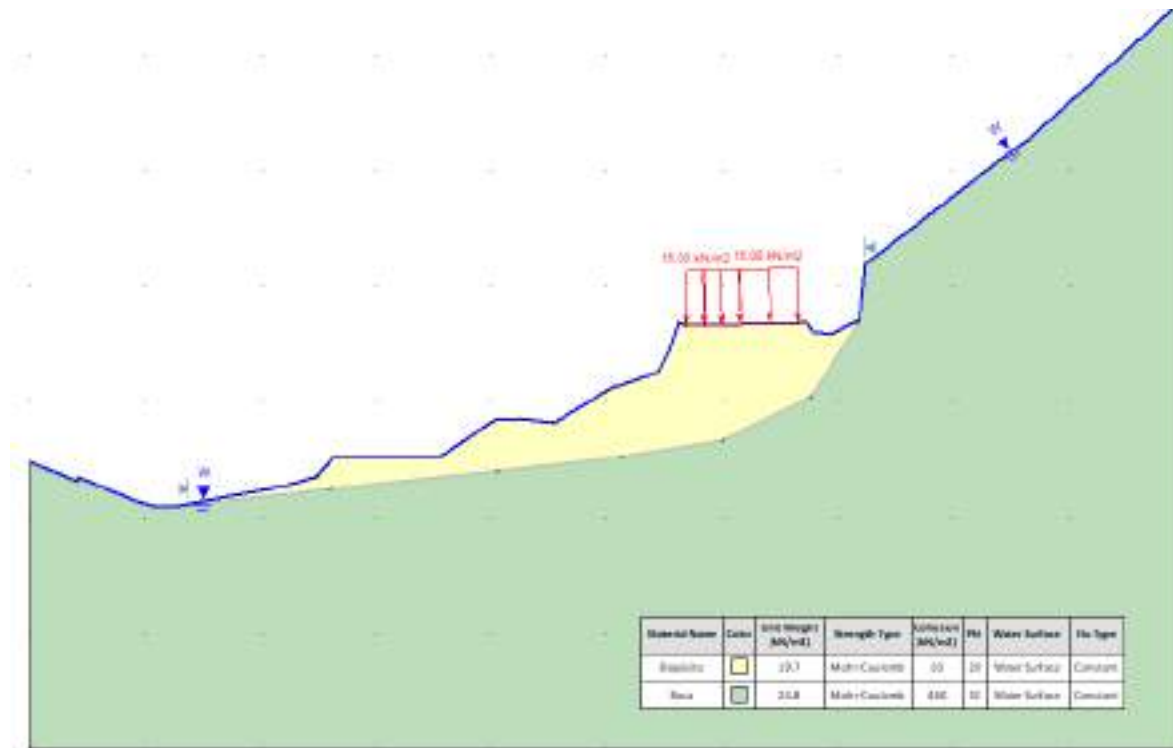


Imagen 24. Geometría de análisis K24+790

Sección de análisis K24+790 – Condición Inicial - Estático

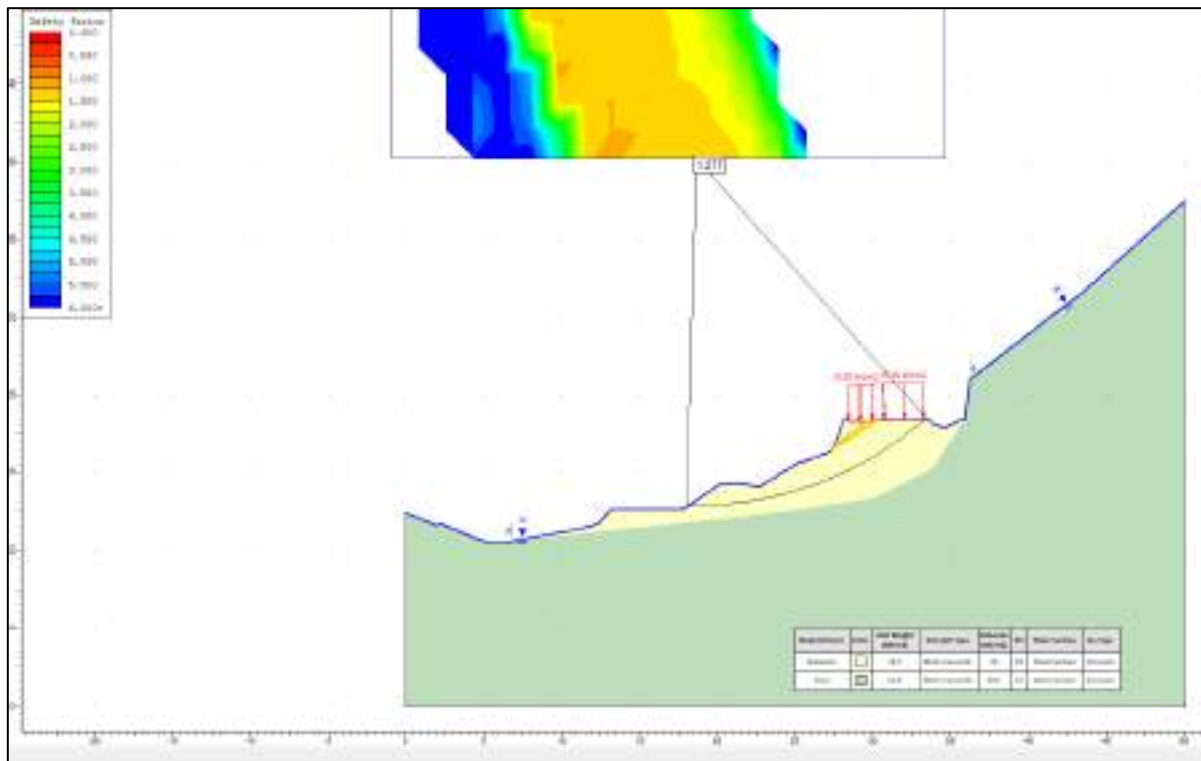


Imagen 25. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+790

Sección de análisis K24+790 - Condición inicial – Pseudoestático

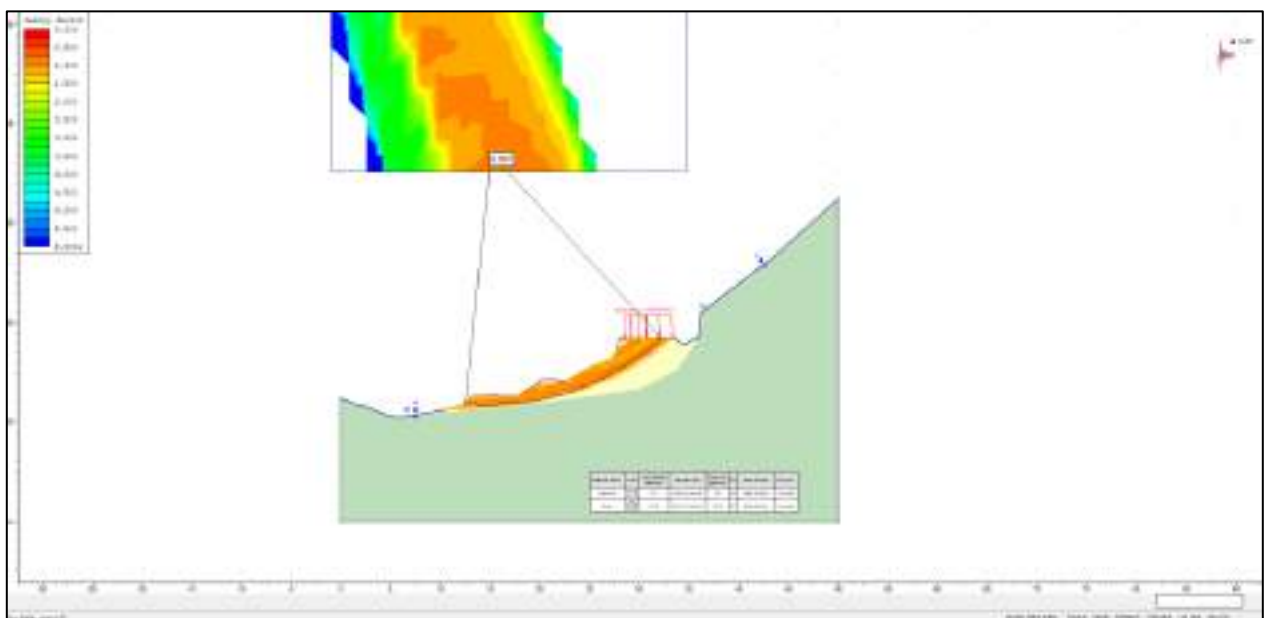


Imagen 26. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+790



TOLIMA SUR
2023

Sección de análisis K24+800

DISEÑO SITIO CRÍTICO
K24+760 AL K24+820

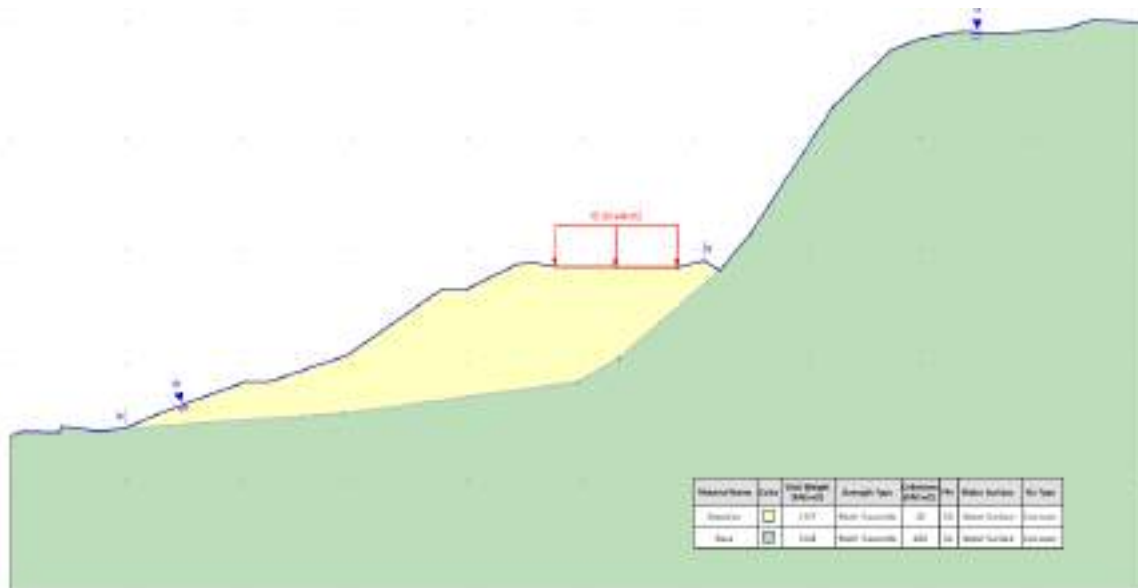


Imagen 27. Geometría de análisis K24+800

Sección de análisis K24+800 – Condición inicial - Estático

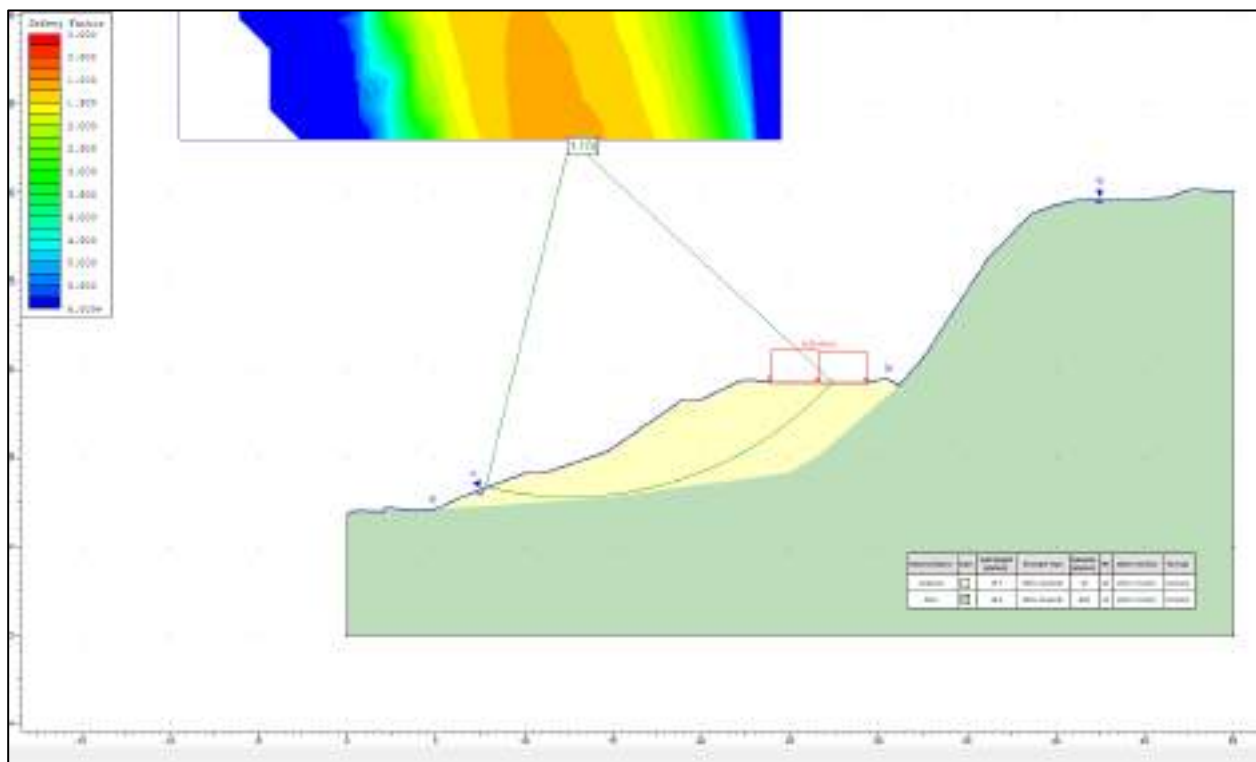


Imagen 28. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+800

Sección de análisis K24+80- Condición inicial pseudoestático

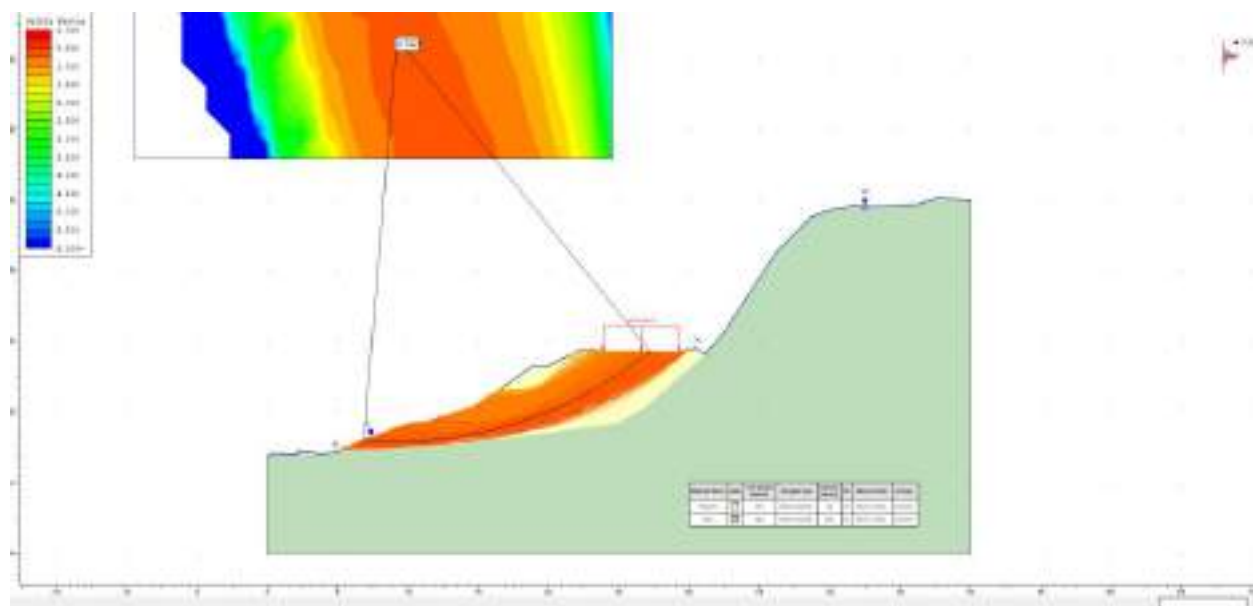


Imagen 29. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K24+800

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los modelos analizados en el talud interno.

Tabla 9. Factores de seguridad sector inestable

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General – inicial		
K24+790	1.277	0.901
K24+800	1.174	0.772

Dentro de los modelos de análisis se han establecido puntos de control para la selección de las superficies de falla, de acuerdo a lo anterior se observa que la superficie de falla inicia en el borde del talud interno atravesando la vía existente y sale en la parte baja del talud externo. Para las condiciones estáticas y pseudo-estáticas analizadas se observan factores de seguridad cercanas a la unidad e inferiores a la unidad para la condición pseudo-estática, lo cual es consistente con los modelos presentados y con las condiciones actuales del sitio.

Los análisis de estabilidad en condición estática muestran los mecanismos de falla mencionados donde la superficie de falla esta demarcada entre el depósito coluvial en la que se obtienen factores de seguridad iguales la unidad, lo que es completamente congruente con lo observado en campo, a pesar de que ya se reconformó la vía continua el descenso de los materiales de manera más lenta, una vez evaluada la inestabilidad en condición pseudo-estática se observa que el factor de seguridad se ve reducido asociado al coeficiente de aceleración horizontal. Es importante mencionar y resaltar que el mecanismo de falla se ve actuando sobre la vía.

Con el fin de garantizar el paso seguro de los vehículos y comunidad, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención y confinamiento del talud externo.

De acuerdo con las obras descritas en el capítulo 3.1, al ser implantadas y por tratarse de obras de confinamiento de la vía el factor de seguridad cumple con los criterios de aceptación de los factores de seguridad, de acuerdo con lo descrito en la norma de construcción sismo resistente NSR-10, tabla H.2.4-1. Por tal razón se considera que la alternativa solución satisface las necesidades del sector objeto de estudio.

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	Fuerza		Fuerza	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.30	1.45	1.35
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Sismo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes - Condición Sísmica y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes - Condición Sismo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

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

(Fuente NSR-10)

6.4 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL

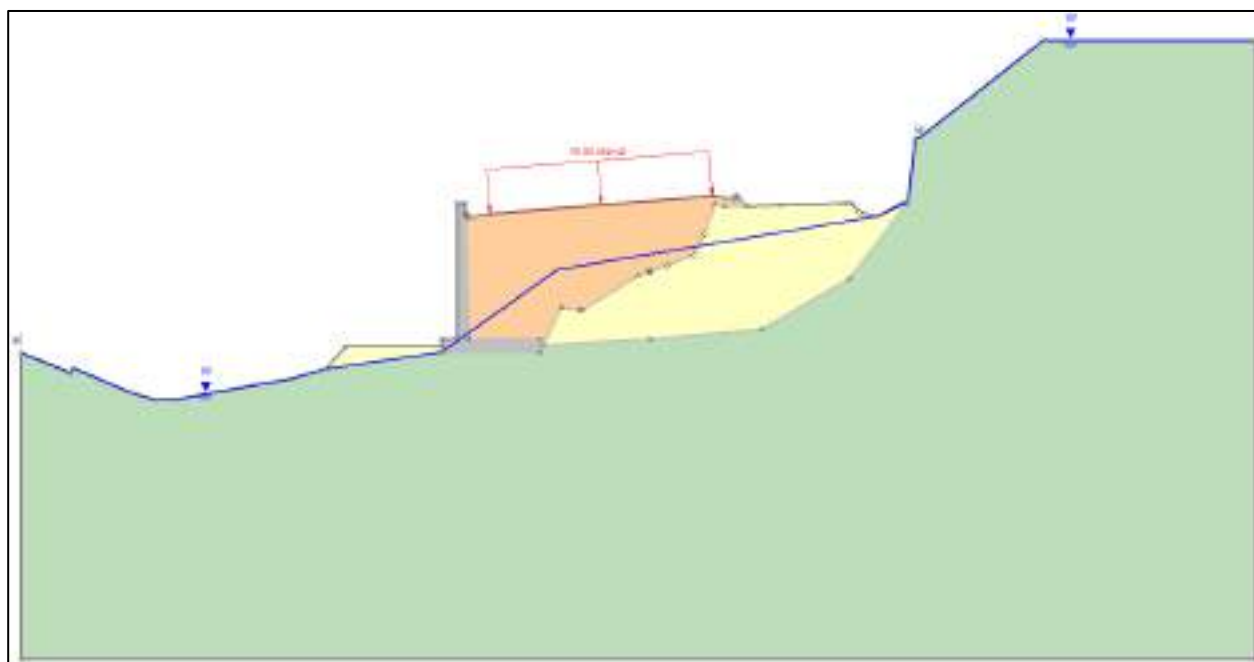


Imagen 30. Obras – Geometría de análisis

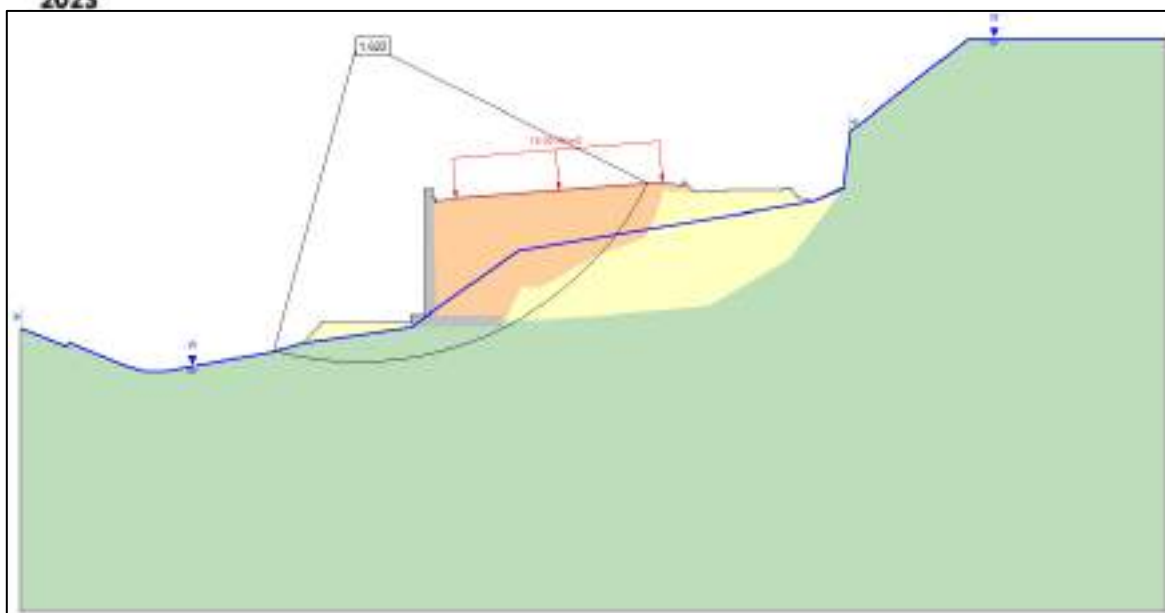


Imagen 31. Obras – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price

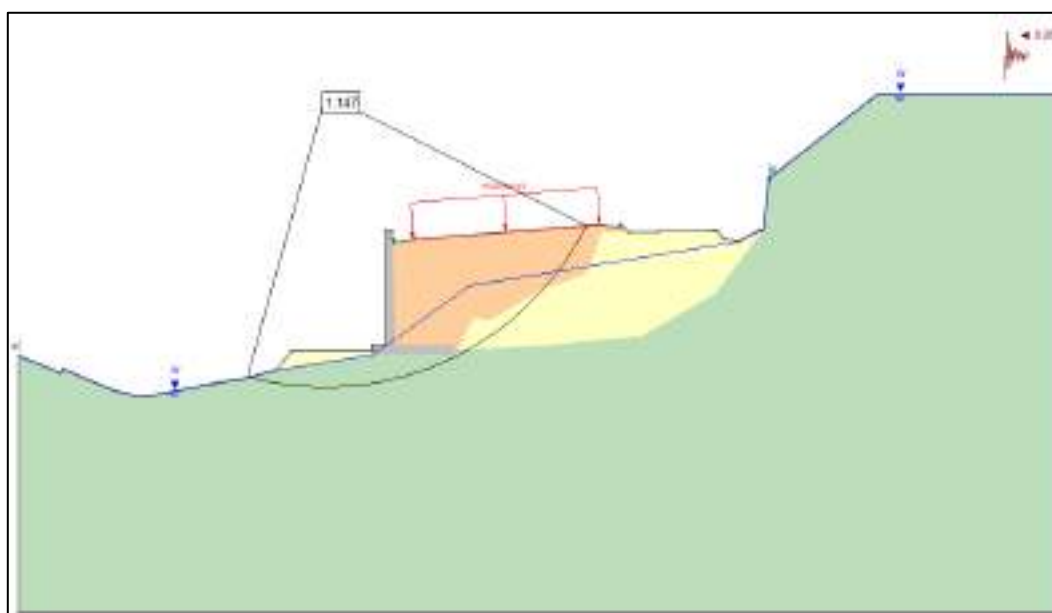


Imagen 32. Obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos:

Tabla 10. Factores de seguridad con obras		
Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
Obras	1.622	1.147

6.5 CORTES TEMPORALES

A continuación se presenta el análisis de los taludes de corte temporales, para lo cual se tuvo en cuenta una altura máxima de corte de 4.8m con inclinación 1H:1V:

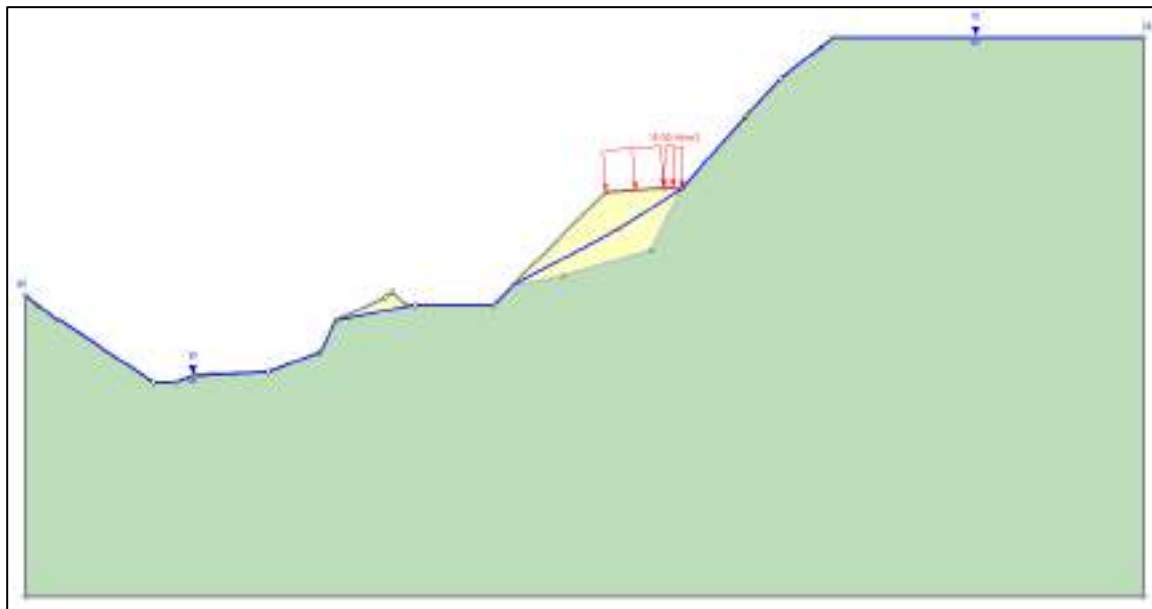


Imagen 33. Corte temporal – Geometría de análisis

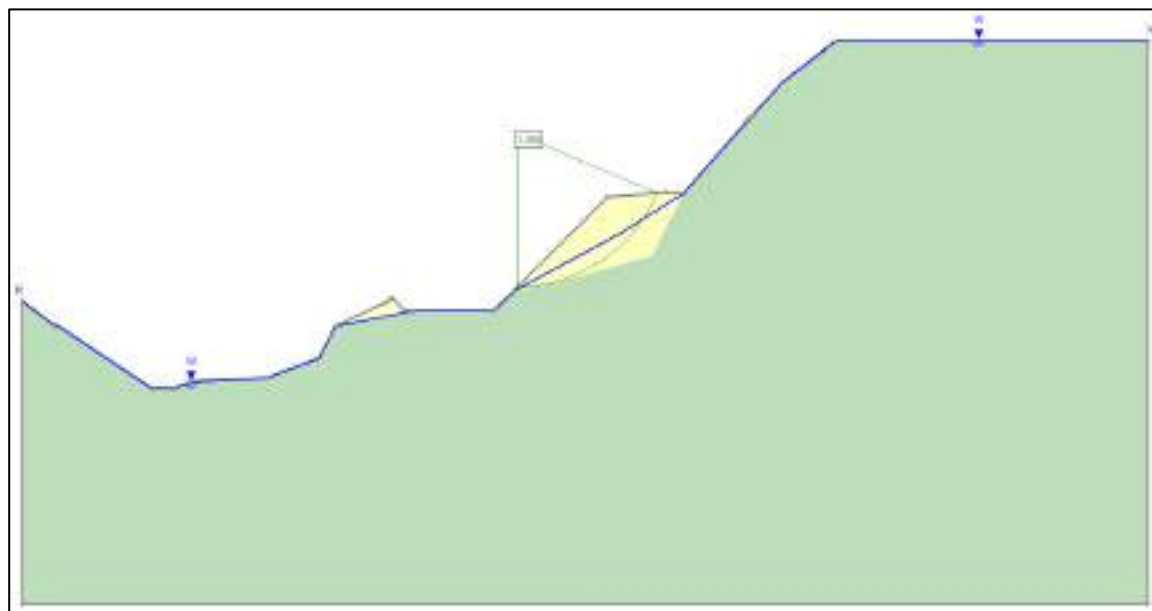


Imagen 34. Corte temporal – Estático - Método de GLE/Morgenstern-Price

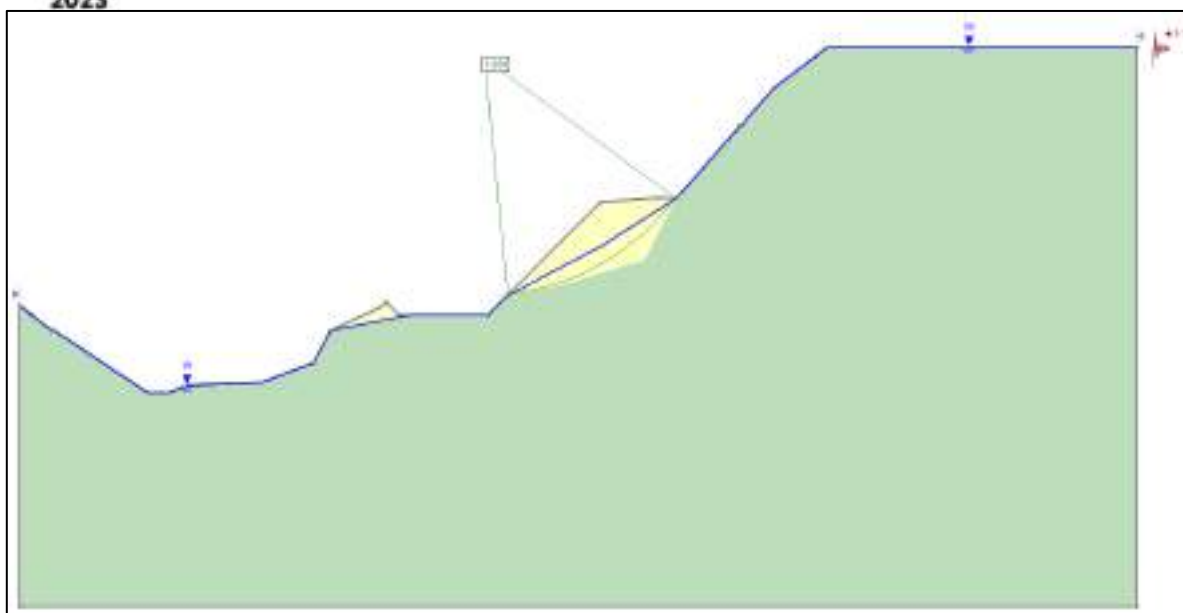


Imagen 35. Corte temporal – Pseudoestático - Método de GLE/Morgenstern-Price

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos:

Tabla 11. Factores de seguridad cortes temporales

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
Cortes temporales	1.309	1.050

6.6 CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES

El análisis de resistencia se realizó mediante la ecuación general de capacidad portante. Los factores de capacidad portante y los factores de corrección por forma, profundidad de cimentación, nivel freático, excentricidad e inclinación de la carga, fueron establecidos mediante las propuestas de Meyerhoff (1963), Hansen y Vesic (1970) y Chen (1975), y su elección se basó en las conclusiones del trabajo “Factores de Capacidad Portante Para Cimientos Superficiales” (J.M. Álvarez, 1994), cuyos resultados fueron integrados mediante el programa de computador Cport.jmal con el cual fueron efectuados los análisis del presente estudio.

Para el cálculo de la capacidad portante de cimentaciones superficiales se utilizó la ecuación general de capacidad portante.

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{F.S.} \left(cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \right)$$

Donde:

- F.S.= factor de seguridad=3
- q = sobrecarga de tierras a la profundidad de cimentación

- c = cohesión del estrato de cimentación
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga
- s_q, s_c, s_γ = factores de influencia para tener en cuenta la forma en planta de la cimentación.
- d_q, d_c, d_γ = factores de influencia para tener en cuenta la profundidad del plano de apoyo de la zapata.

Con el fin de considerar la incidencia de la geometría de la fundación y la profundidad de desplante se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en el cual se contemplaron diferentes dimensiones de cimiento y relaciones ancho / largo (B/L).

Si durante el proceso de excavación se encuentran tramos puntuales en donde se presenten suelos orgánicos o materiales de rellenos de basuras y/o escombros, es necesario retirarlos en su totalidad y reemplazarlos por material seleccionado tipo sub-base granular debidamente compactado.

El nivel de cimentación para las estructuras proyectadas se ha establecido a una profundidad de 1,0m partiendo de la superficie actual del terreno, (parte baja del talud)

La profundidad de enterramiento mínima previamente definida deberá cumplirse en todo el perímetro de las estructuras proyectadas, condición que deberá verificarse en obra durante el proceso constructivo.

Se han realizado los análisis de capacidad portante para cimientos superficiales, los cuales permitieron establecer que la capacidad portante de trabajo, para un factor de reducción de 0.33, utilizando las metodologías LRFD las cuales expone CCP-14.

A continuación, se muestran los valores de capacidad portante obtenidos.

Estado límite de Resistencia

Tabla 12. Capacidad portante de trabajo para cimientos superficiales	
Nivel de Cimentación (m)	Capacidad portante (t/m ²)
1,0	68,5 - 100,8

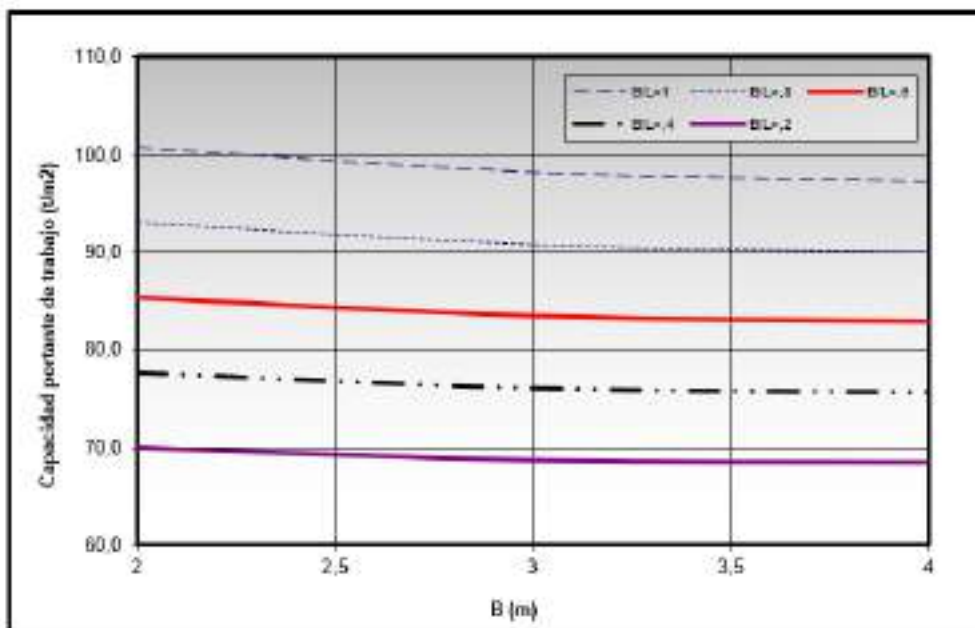


Imagen 36. Capacidad portante de trabajo para cimientos superficiales – Límite de resistencia

Estado límite de evento extremo

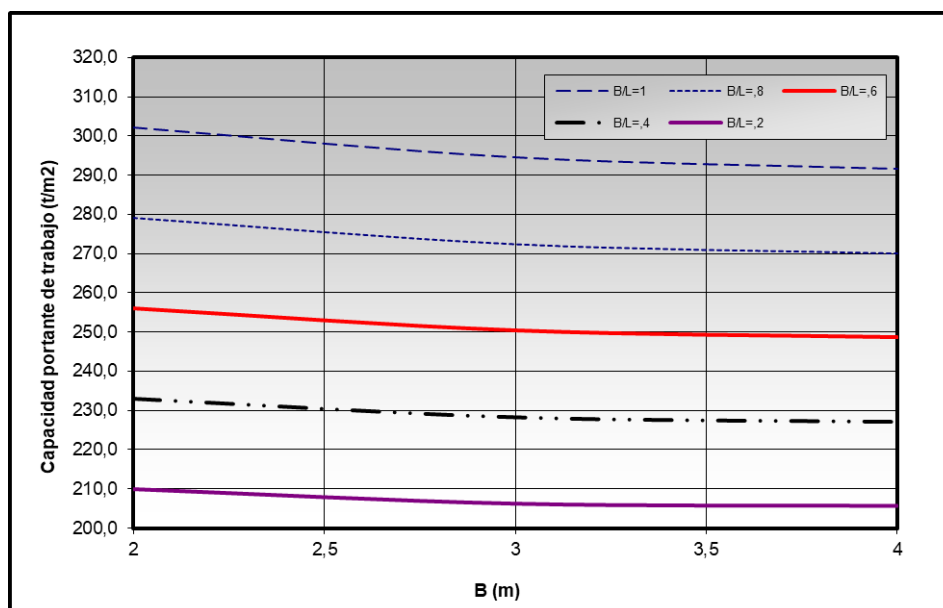


Imagen 37. Capacidad portante de trabajo para cimientos superficiales – Límite de evento extremo

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 el coeficiente de reacción vertical.

6.7 ASENTAMIENTOS

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 cimiento.

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).

Adicionalmente se tuvo en cuenta La metodología usada para el análisis de asentamientos se basa en la analogía equivalente de zapatas estipulada en el capítulo 10.7.2.3.1 del CCP-14.

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para las estructuras proyectadas los cuales son de **0,083cm**.

6.8 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.

El concepto fue introducido por Winkler, y posteriormente desarrollado, discutido y usado por la profesión. Dado que, como se demostrará posteriormente, este parámetro no es una propiedad intrínseca del suelo, hay múltiples modelos para su evaluación y no es posible determinarlo unívocamente con ensayos normalizados. (Tomado de ALVARO J. GONZALEZ G.)

El coeficiente de reacción vertical fue calculado mediante la siguiente expresión:

$$k = q/\delta$$

Con base en lo anterior y en el análisis de asentamientos efectuado, ha sido posible establecer el coeficiente de reacción vertical, cuyo valor es de **120070,35 t/m³**.

6.9 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 13. 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 Fallo-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:

1. Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 5,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qar), 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.
2. Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (25m), se reporta la existencia de granodioritas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación al batolito de Ibagué (Jgdi), fracturadas.

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 de manera directa sobre las granodioritas del batolito de Ibagué (Jgdi). Esta solución se implantará sobre el borde externo de la vía. Es importante que para dar el paso al cauce se reemplace la alcantarilla existente por un box coulvert que garantice el flujo del agua de manera segura y eficaz.

Es importante mencionar que, si bien el nivel freático se detectó a una profundidad promedio de 2,60m, los taludes se encuentran completamente saturados, debido a las aguas de escorrentía producto de las precipitaciones y del cauce que cruza este sector.

Adicional a lo anterior se acometerán obras hidráulicas tal y como lo especifica el estudio de hidrología e hidráulica efectuado para este sector.

Respecto a los procesos constructivos

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

1. Excavación temporal hasta el nivel de la zarpa.
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 iguales a la unidad, lo que refleja la condición de inestabilidad en la zona de estudio.

por tratarse de obras de confinamiento de la vía el factor de seguridad cumple con los criterios de aceptación de los factores de seguridad, de acuerdo con lo descrito en la norma de construcción sismo resistente NSR-10, tabla H.2.4-1. Por tal razón se considera que la alternativa solución satisface las necesidades del sector objeto de estudio.

Una vez efectuados los análisis de estabilidad con las obras propuestas se observa que la superficie de falla es coincidente a la condición actual, la cual se encuentra muy cerca a la interfaz entre el depósito coluvial y que no toca para nada los materiales rocosos (granodioritas del batolito de Ibagué), la superficie de falla mostrada es evidencia de las condiciones de estabilidad de la vía como tal, cuyos factores de seguridad son superiores a 1,5 los cuales cumplen con la normatividad vigente.

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.

Los cortes temporales se deberán ejecutar respetando una pendiente 1H:1V con el fin de garantizar la estabilidad del talud de corte durante las labores de excavación.

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.