CONSTRUCCIÓN OBRAS GEOTÉCNICAS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, EN EL TRAYECTO QUE CONDUCE AL SECTOR EL MIRADOR DE LA VEREDA CUARTO UNETE DEL MUNICIPIO AGUAZUL, CASANARE



Solicitó:

FONDO DE GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES DEL DEPARTAMENTO DE CASANARE

Consultor:

GEOPROYECTAR S.A.S.

Ing. HUGO YEZID MOLANO SANABRIA
Ingeniero Geólogo – MsC. Geotecnia

Yopal, marzo de 2023

INTERESADO	CONSULTOR	OBJETO	FECHA
FONDO DE GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES DEL DEPARTAMENTO DE CASANARE	GEOPROYECTAR S.A.S.	CONSTRUCCIÓN OBRAS GEOTÉCNICAS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, EN EL TRAYECTO QUE CONDUCE AL SECTOR EL MIRADOR DE LA VEREDA CUARTO UNETE DEL MUNICIPIO AGUAZUL, CASANARE	MARZO DE 2023

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

Número de revisión		No.	
Índice de Revisión	Sección Modificada	Fecha Modificación	Observaciones
1			
2			
3			
4			

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Versión		V.0
Responsable por elaboración:	Nombre	HUGO YEZID MOLANO SANABRIA Ing Geólogo – MsC. Geotecnia
	Firma	
Responsable por revisión:	Nombre	FONDO DE GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES DEL DEPARTAMENTO DE CASANARE
	Firma	
Responsable por aprobación Director /Coordinador	Nombre	ARVEY MÉNDEZ ACOSTA Director FGRDC
	Firma	
	Fecha	MARZO DE 2023

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

1. INTRODUCCIÓN 8

2. GENERALIDADES 9

2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 9
2.2 OBJETIVO GENERAL 10
2.3 LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA 10
2.3.1. Estratigrafía 11
2.3.2. Geología estructural 11
2.4 GEOMORFOLOGÍA 13

3. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO 15

3.1 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO 15

4. EXPLORACIÓN DEL SUELO 19

4.1 EXPLORACIÓN DIRECTA A PARTIR DE SONDEOS 19
4.1.1 Toma de muestras y ensayos de laboratorio 21
4.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA A PARTIR DE LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA 22

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS 23

5.1 EXPLORACIÓN DIRECTA 23
5.1.1 Descripción del perfil estratigráfico 23
5.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA 28
5.2.1 Refracción sísmica 28
5.2.2 Clasificación del perfil del subsuelo según la NSR-10 31
5.2.3 Determinación de parámetros dinámicos de rigidez 32
5.2.4 Modelo geológico – geofísico 34
5.3 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL PERFIL EXPLORADO 36
5.3.1 Modelo geológico-Geotécnico 38
5.4 NIVEL FREÁTICO Y AGUAS SUPERFICIALES 39

6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 40

6.1 ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN 40
6.1.1 Alternativa 1: muro en concreto sobre caisson 40
6.1.2 Alternativa 2: muro en concreto sobre pilotes 41
6.1.3 Alternativa 3: viga cabezal cimentada sobre caisson 42
6.1.4 Alternativa 4: Muro en gavión 43
6.2 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS 44
6.2.1 Alternativa seleccionada 47
6.3 CAPACIDAD DE CARGA CIMENTACIÓN PROFUNDA 47

6.3.1 Sector K3+960 – K4+000 48
6.3.2 Sector K3+760 – K3+780 50
6.4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 51
6.4.1 Módulos de Reacción del suelo 51
6.4.2 Asentamiento de pilas perforadas 53
6.5 EXCAVACIONES Y RELLENOS 54
6.5.1 Excavaciones 54
6.5.2 Rellenos 54
6.5.3 Coeficiente de Presión de Tierras Activo (Ka) y Pasivo (Kp). 57
6.6 PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO 58
6.6.1 Coeficientes sísmicos para análisis de estabilidad 59

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 60

7.1 EXCAVACIONES DURANTE LA ETAPA CONSTRUCTIVA 60
7.2 OBRA DE ESTABILIZACIÓN SELECCIONADA 63

8. DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS 64

8.1 SECTOR K3+760 – K3+780 Y SECTOR K3+960 – K4+000 64
8.2 SECTOR K3+800 – K3+850 66

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 68

ANEXOS

LISTA DE ILUSTRACIONES

Pág.

Ilustración 1. Localización del área de interés. 9

Ilustración 2. Localización específica del área del proyecto. 10

Ilustración 3. Localización geológica de la zona de estudio. 12

Ilustración 4. Mapa geomorfológico de la zona de estudio. 14

Ilustración 5. Vista panorámica del tramo de vía en condición de inestabilidad, K3+960 - K4+000. 15

Ilustración 6. Vista panorámica del tramo de vía en condición de inestabilidad, K3+760 – K3+780. 15

Ilustración 7. Vista panorámica de muros tipo Gavión. 16

Ilustración 8. Vista general de talud en el tramo comprendido entre K3+760 a K3+780, se observan los niveles de arenisca y arcillolita a lo largo de la unidad. 17

Ilustración 9. Toma de datos estructurales y estratificación plano paralela. 17

Ilustración 10. Evidencias de grietas de tracción en la infraestructura de la vía. 18

Ilustración 11. Localización de puntos de exploración directa. 19

Ilustración 12. Perfil esquemático de exploración directa sector K3+960 - K4+000 (E1). 20

Ilustración 13. Perfil esquemático de exploración directa sector K3+760 a K3+780 (E2). 20

Ilustración 14. Localización de líneas sísmicas de refracción. 22

Ilustración 15. Perfil estratigráfico Exploración 1, sector K3+960 - K4+000, margen derecho de la vía. 23

Ilustración 16. Perfil estratigráfico Exploración 1, sector K3+960 - K4+000, margen izquierdo de la vía. 24

Ilustración 17. Sección estratigráfica sector K3+960 - K4+000. 25

Ilustración 18. Perfil estratigráfico Exploración 2, sector K3+760 a K3+780, margen derecho de la vía. 26

Ilustración 19. Perfil estratigráfico Exploración 2, sector K3+760 a K3+780, margen izquierdo de la vía. 26

Ilustración 20. Sección estratigráfica sector K3+760 – K3+780. 27

Ilustración 21. Modelo 1D de velocidad de onda de corte (Vs) en función de la profundidad, LRS-1, sector K3+960 - K4+000. 29

Ilustración 22. Modelo 2D de velocidad de onda de corte (Vs) LRS-1, sector K3+960 - K4+000.30

Ilustración 23. Modelo 1D de velocidad de onda de corte (Vs) en función de la profundidad, LRS-2, sector K3+760 – K3+780. 30

Ilustración 24. Modelo 2D de velocidad de onda de corte (Vs) LRS-2, sector K3+760 – K3+780. 31

Ilustración 25. Interpretación geológico-geofísica en perfil 1D, LRS-1. 34

Ilustración 26. Modelo geológico-geofísico construido para la línea de refracción LRS-1. 35

Ilustración 27. Interpretación geológico-geofísica en perfil 1D, LRS-2. 35

Ilustración 28. Modelo geológico-geofísico construido para la línea de refracción LRS-2. 36

Ilustración 29. Intercalación de niveles de roca dura y roca blanda. 37

Ilustración 30. Modelo geológico-geotécnico del sector K3+960 – K4+000. 38

Ilustración 31. Modelo geológico-geotécnico del sector K3+760 – K3+780. 39

Ilustración 32. Prediseño de obra propuesta Alternativa 1, sector K3+960 – K4+000. 40

Ilustración 33. Prediseño de obra propuesta Alternativa 1, sector K3+760 – K3+780. 41

Ilustración 34. Prediseño de obra propuesta Alternativa 2, sector K3+960 – K4+000. 41

Ilustración 35. Prediseño de obra propuesta Alternativa 2, sector K3+760 – K3+780. 42

Ilustración 36. Prediseño de obra propuesta Alternativa 3, sector K3+960 – K4+000. 43

Ilustración 37. Prediseño de obra propuesta Alternativa 3, sector K3+760 – K3+780. 43

Ilustración 38. Prediseño de obra propuesta Alternativa 4, sector K3+960 – K4+000. 44

Ilustración 39. Prediseño de obra propuesta Alternativa 4, sector K3+760 – K3+780. 44

Ilustración 40. Sección de análisis corte para implantación de obra, sector K3+960 – K4+000. 61

Ilustración 41. Sección de análisis corte para implantación de obra, sector K3+760 – K3+780. 61

Ilustración 42. Análisis de estabilidad de corte para implantación de obra sector K3+960 – K4+000, condición seudo estática. 62

Ilustración 43. Análisis de estabilidad de corte para implantación de obra sector K3+760 – K3+780, condición seudo estática. 62

Ilustración 44. Análisis de estabilidad obra seleccionada sector K3+960 – K4+000, condición seudo estática. 63

Ilustración 45. Análisis de estabilidad obra seleccionada sector K3+760 – K3+780, condición seudo estática. 63

Ilustración 46. Vista en planta obras propuestas sector K3+960 – K4+000. 64

Ilustración 47. Sección típica de diseño obras de estabilización sector K3+960 – K4+000. 65

Ilustración 48. Vista en planta obras propuestas sector K3+760 – K3+780. 65

Ilustración 49. Sección típica de diseño obras de estabilización sector K3+760 – K3+780. 66

Ilustración 50. Imagen ilustrativa de protección de taludes con manto permanente y malla de alta resistencia. 67

Ilustración 51. Vista en planta protección del talud con manto permanente y malla de alta resistencia, sector K3+800 – K3+850. 67

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Coordenadas de referencia de los puntos críticos. 9

Tabla 2. Coordenadas de localización de exploración realizada. 19

Tabla 3. Localización de localización de centros de líneas sísmicas de refracción. 22

Tabla 4. Resumen de velocidades de onda de corte para la línea LRS-1. 31

Tabla 5. Resumen de velocidades de onda de corte para la línea LRS-2. 32

Tabla 6. Parámetros dinámicos de rigidez obtenidos de la línea LRS-1. 33

Tabla 7. Parámetros dinámicos de rigidez obtenidos de la línea LRS-2. 33

Tabla 8. Matriz para análisis multicriterio de alternativas propuestas. 45

Tabla 9. Evaluación multicriterio de alternativas propuestas. 47

Tabla 10. Puntaje obtenido de la evaluación de alternativas. 47

Tabla 11. Factores de Resistencia para pilotes perforados en roca. 48

Tabla 12. Resumen de la Capacidad de carga del caisson para estados límites de resistencia. 51

Tabla 13. Valores del módulo de reacción horizontal, caisson L=6m, Φ=1m. 51

Tabla 14. Valores del módulo de reacción horizontal, caisson L=6m, Φ=1.2m. 52

Tabla 15. Valores del módulo vertical de reacción del suelo, sector K3+980. 52

Tabla 16. Valores del módulo vertical de reacción del suelo, sector K3+770. 53

Tabla 17. Asentamiento de pilas perforadas, sector K3+960 – K4+000. 54

Tabla 18. Asentamiento de pilas perforadas, sector K3+760 – K3+780. 54

Tabla 19. Requisitos de calidad para material de Recebo como relleno para estructuras. 55

Tabla 20. Franjas granulométricas para material de Recebo como relleno para estructuras. 55

Tabla 21. Requisitos de calidad para materiales tipo SBG o BG como rellenos para estructuras. 56

Tabla 22. Franjas granulométricas para materiales tipo SBG o BG como rellenos para estructuras. 56

Tabla 23. Requisitos de los agregados para material granular filtrante. 57

Tabla 24. Franjas granulométricas para material granular filtrante. 57

Tabla 25. Cálculo del coeficiente de presión de tierras (ka, kp). 58

Tabla 26. Valores de Ka y Kp. 58

Tabla 27. Parámetros de movimientos sísmicos de diseño. 59

Tabla 28. Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis Pseudoestático de taludes. 59

Tabla 29. Factores de seguridad mínimos requeridos para análisis de estabilidad. 60

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento corresponde al informe técnico que contiene los detalles y resultados del estudio de suelos y geotecnia realizado para el proyecto que tiene por objeto: "**CONSTRUCCIÓN OBRAS GEOTÉCNICAS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, EN EL TRAYECTO QUE CONDUCE AL SECTOR EL MIRADOR DE LA VEREDA CUARTO UNETE DEL MUNICIPIO AGUAZUL, CASANARE**".

El objeto del proyecto está orientado a la formulación de obras geotécnicas en 2 puntos de interés donde actualmente se presenta pérdida de la calzada del trayecto que conduce al sector El Mirador, en la vereda Cuarto Unete del municipio de Aguazul. Dicho informe contiene la recopilación de información existente, la campaña de exploración geotécnica del subsuelo a partir de exploración directa realizada mediante la ejecución de dos (02) exploraciones tipo sondeo manual y exploración indirecta por medio de dos (02) líneas de refracción sísmica. Adicionalmente se realizaron ensayos de laboratorio con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia de las unidades de suelo y roca; propiedades necesarias en los análisis de estabilidad y deformación que orientan el diseño de las obras de estabilización.

Los ensayos de campo y laboratorio son realizados cumpliendo con las normas definidas por la American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO, la American Society for Testing and Materials – ASTM y la normatividad INVIAS.

El informe presenta todos los detalles del estudio, memorias de los resultados de la investigación con base en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 y la Norma Colombiana para el Diseño de Puentes (CCP-14), las conclusiones y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado, los parámetros sísmicos del perfil de suelo, lo mismo que los criterios para su diseño y construcción.

El estudio se realizó en febrero del 2023.

2. GENERALIDADES

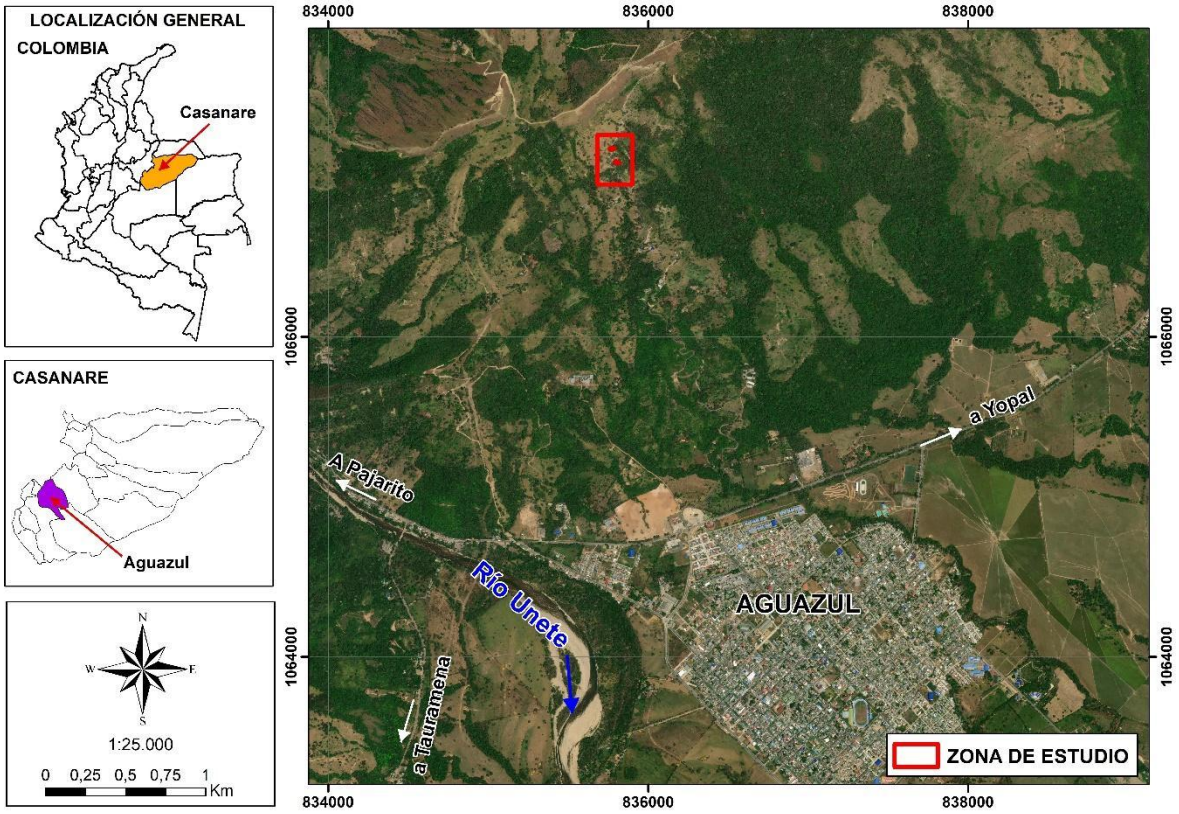
2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El sitio del proyecto comprende 2 sectores críticos de inestabilidad sobre el trayecto que conduce del casco urbano de Aguazul hacia el sector de El Mirador, en la vereda Cuarto Unete, hacia el norte del casco urbano del municipio. En estos sectores se presentan problemas de inestabilidad y pérdida de la calzada, por lo cual se requiere formular obras de estabilización geotécnica.

La localización de los sectores de interés, referenciada en coordenadas Magna Sirgas origen Este Central (EPSG 3117), se muestra a continuación:

Sector	Este	Norte
K3+770	835805,9	1067100,7
K3+980	835774,4	1067091,1

Tabla 1. Coordenadas de referencia de los puntos críticos.



Fuente: Consultor a partir de imagen satelital de ESRI ArcGIS Imagery.

Ilustración 1. Localización del área de interés.

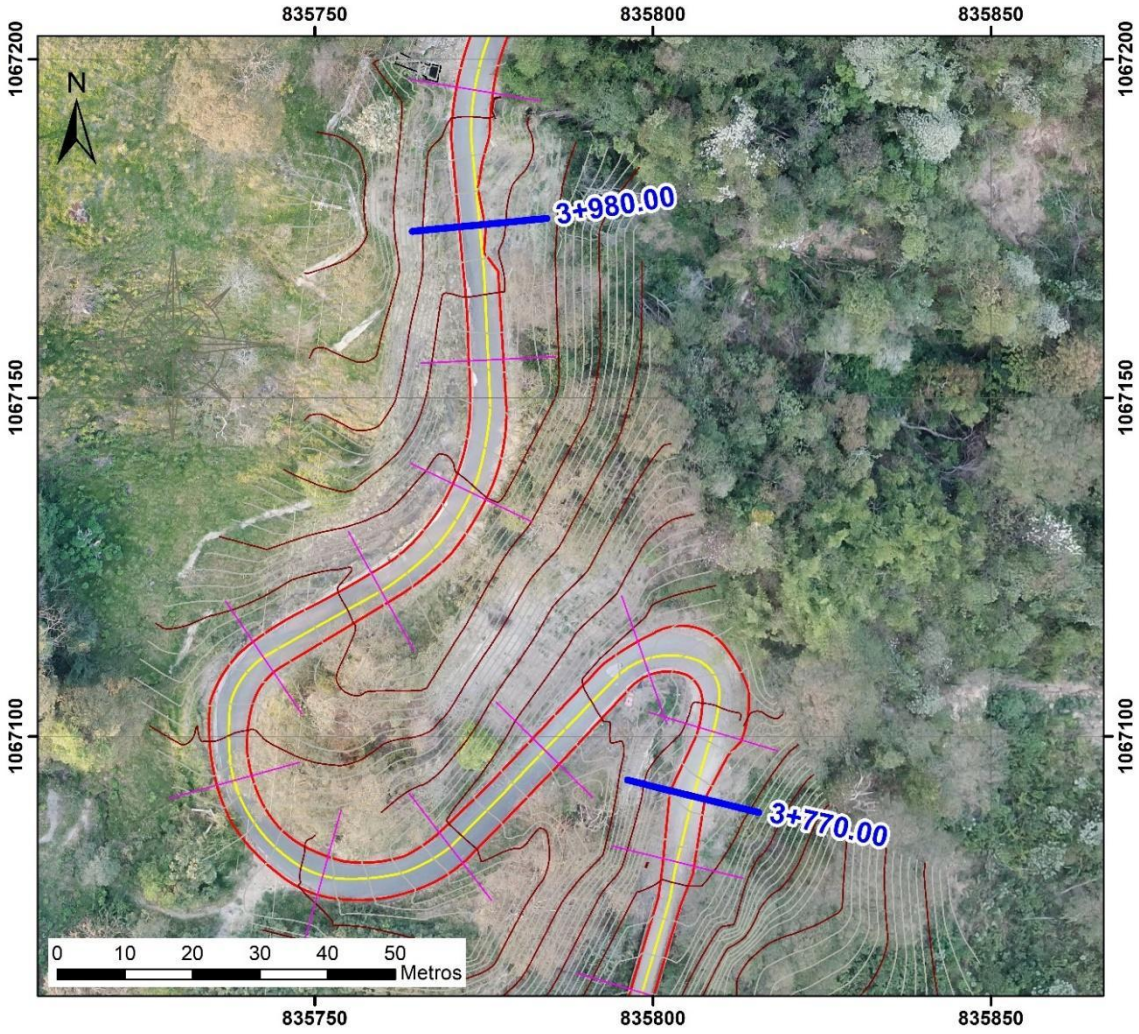


Ilustración 2. Localización específica del área del proyecto.

2.2 OBJETIVO GENERAL

Realizar la caracterización geotécnica de los sitios de interés a partir de exploración directa e indirecta del subsuelo, a fin de determinar las condiciones que rigen la resistencia mecánica de las unidades de suelo y roca; y con base en estos resultados, recomendar y diseñar las obras que garanticen la estabilidad del terreno y la mitigación del riesgo de movimientos en masa.

2.3 LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA

De manera general, el área de estudio se localiza en la denominada cuenca de los llanos orientales, en cercanías al piedemonte llanero. Geológicamente esta zona está dominada por unidades geológicas de origen sedimentario las cuales se describen a continuación:

2.3.1. Estratigrafía

La litología expresada como el tipo de roca o depósitos presentes en un área representa un papel considerable en el comportamiento dinámico de las laderas, taludes, terrazas, etc. La litología, edad, origen, características geomecánicas, estructurales y texturales, influyen en un alto porcentaje en la estabilidad de una ladera, de una estructura de cimentación o de contención, e igualmente en la resistencia a los procesos erosivos.

La descripción regional de la zona de estudio se realizó con base a la literatura existente, la geología definida por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) y observando las características estratigráficas y litológicas del sector; de igual forma se identificó la composición y estructura de los tipos de rocas y depósitos existentes, así como su ubicación cronológica, lo que permite conocer el origen y evolución de los diferentes paisajes y formaciones actuales. Localmente en el área de estudio, desde la más antigua a la más reciente, afloran las siguientes formaciones:

Formación San Fernando (Psf): Capas medias a gruesas de limolitas y arcillolitas con intercalaciones de areniscas; ocasionalmente se presentan mantos de carbón.

Formación Diablo – conjunto inferior (Pdi): Capas gruesas de areniscas que se intercalan con niveles gruesos de lodolitas.

Formación Diablo – conjunto superior (Pds): Comprende niveles delgados de areniscas que se intercalan con niveles delgados de lodolitas.

Depósitos de Terraza de Planicie Aluvial (Qtp): Depósitos compuestos por cantos y gravas de areniscas clastosoportadas, parcialmente cubiertos por depósitos de arenas, limos y arcillas.

Depósitos de Abanico Coluvio Aluvial (Qac): Depósitos compuestos por cantos y gravas de areniscas cuarzosas de grano fino a medio, clastosoportados, cubiertos superficialmente por depósitos arcillolimosos y arenosos.

Depósitos Coluviales (Qc): Depósitos recientes localizados en la base de las laderas y depresiones del terreno, compuestos por bloques de arenisca de grano medio a fino, embebidos en una matriz limoarcillosa.

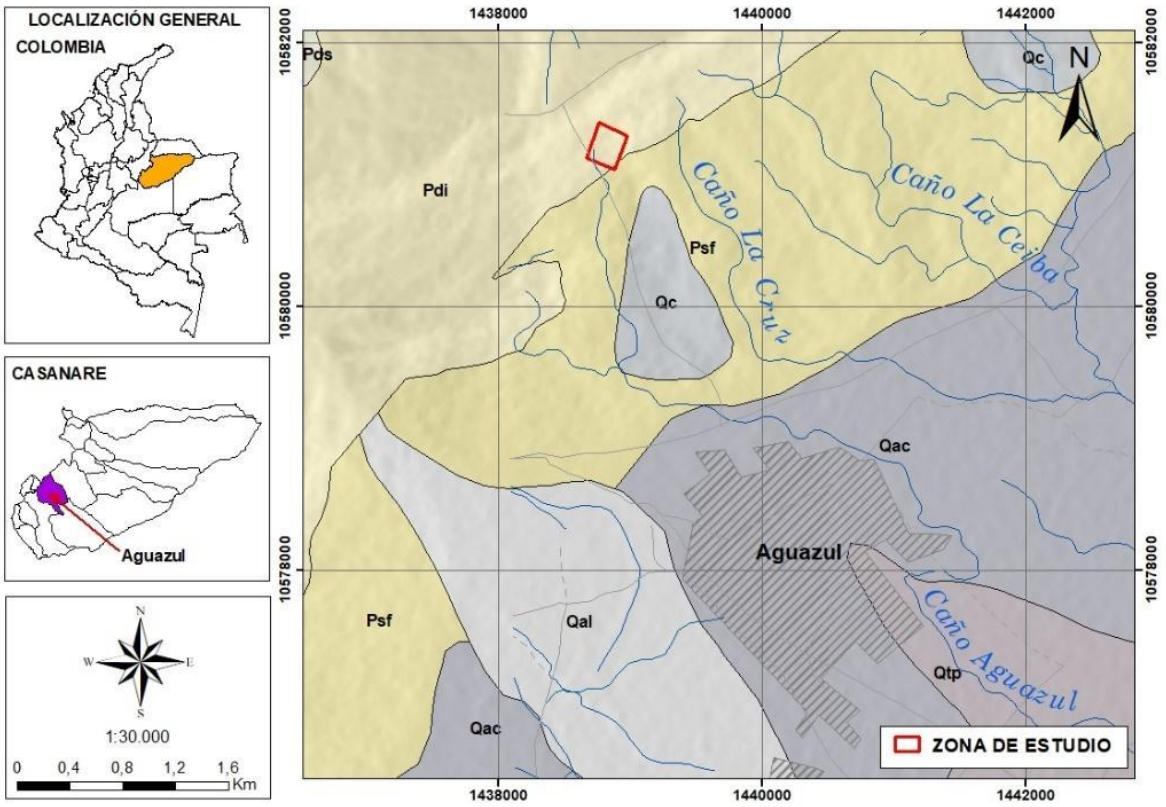
Depósitos aluviales recientes (Qal): Conformado por bloques, cantos y gravas redondeadas de areniscas y limolitas, en matriz de composición arenosa cuyo tamaño de sedimento decrece hasta limo y arcilla. Asociados a la dinámica fluvial de los ríos que descienden de la cordillera y que al llegar al cambio abrupto de pendiente depositan sus materiales transportados.

2.3.2. Geología estructural

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano, SGC, el área de estudio se localiza en la región de los llanos orientales, la cual se caracteriza por presentar una morfología transicional entre zonas montañosas y planas, piedemonte llanero, constituidas principalmente por depósitos cuaternarios.

La principal estructura de influencia cercana al área de estudio corresponde a la Falla de Yopal, la cual ha sido descrita por diferentes autores como una falla de cabalgamiento, activa, de dirección preferencial N20° - 35°E, con buzamiento al NW y longitud de más de 75 Km, que transcurre de manera paralela al piedemonte, se prolonga hasta la altura del municipio de Tame en Arauca y cuyo trazado se encuentra mayormente cubierto por depósitos cuaternarios.

El área del proyecto se localiza geológicamente en un área de transición entre la Formación San Fernando (Psf) y la formación Diablo-Conjunto inferior (Pdi), con presencia sectorizada de algunos depósitos coluviales (Qc). La Formación San Fernando (Psf) comprende capas medias a gruesas de limolitas y arcillolitas con intercalaciones de areniscas. Este contacto a su vez, marca el cambio de pendiente entre la zona de piedemonte y la planicie.



Fuente: Adaptado de Geología de la Plancha 212, sector Yopal – Aguazul. Servicio Geológico Colombiano, SGC.

Ilustración 3. Localización geológica de la zona de estudio.

2.4 GEOMORFOLOGÍA

Los procesos erosivos de la Cordillera Oriental en el Plioceno, acompañados de fuertes levantamientos y plegamientos dieron origen a la geomorfología que hoy día podemos apreciar en todo el territorio casanareño. El material desprendido durante estos procesos fue transportado y posteriormente depositado en la gran depresión del Casanare, conformando los Llanos Orientales.

Posteriormente la acción modeladora de los diferentes agentes como el clima, los vientos dieron como resultado los distintos paisajes que hoy se observan en los municipios del

departamento. A continuación, se describen las características morfológicas identificadas en el tramo del trayecto en estudio:

Escarpes Mayores de Erosión (EDe1): Representados por grandes paredes casi verticales, con alturas entre 10 a 100 m; son producto de la erosión geológica.

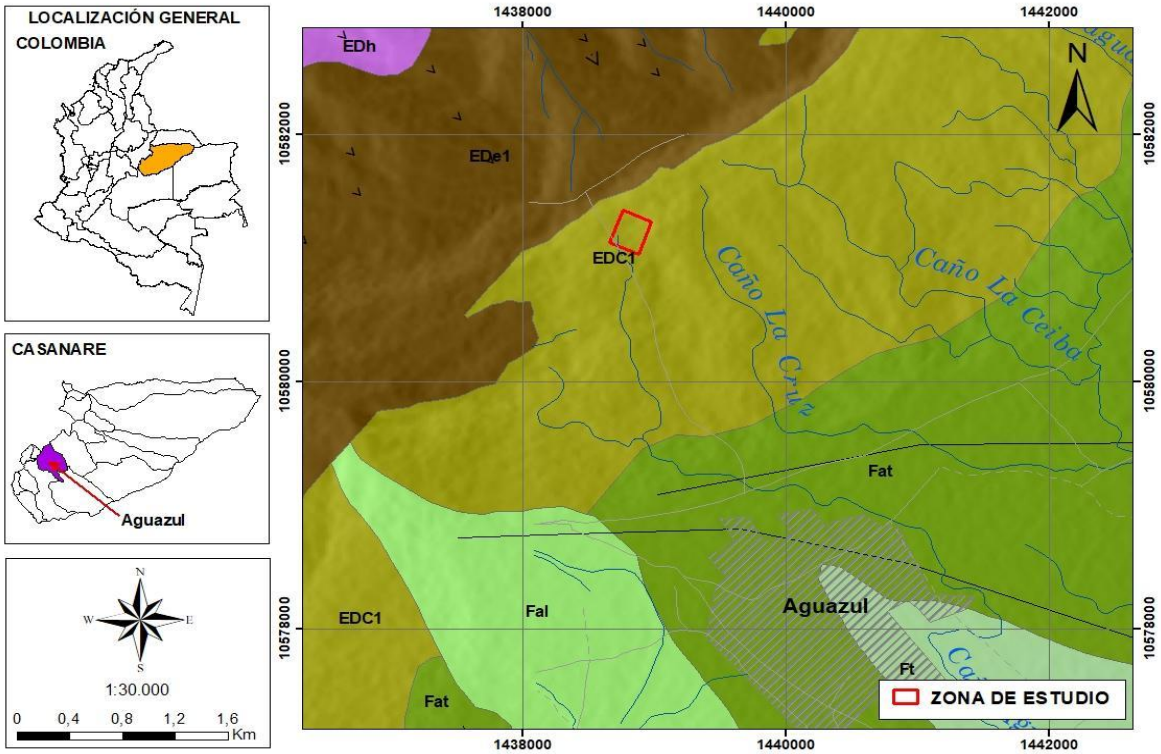
Lomas Elongadas Estrechas Disectadas Arcillosas (EDc1): Hicieron parte de mesetas levantadas y basculadas por efecto de la deformación neotectónica, pero posteriormente fueron sometidas a fuertes procesos de disección y erosión.

Abanico Reciente de Yopal (Far): Conocido como mega - abanico de Yopal, está conformado por dos cuerpos, uno subreciente muy estrecho sobre la parte occidental de Yopal, cuyo perfil muestra una leve a moderada disección por el drenaje superficial intermitente, con suelos arcillosos producto de la alteración. El otro cuerpo del abanico más reciente de Yopal, se presenta en la parte central del mismo, dónde se observan huellas de drenajes antiguos intermitentes por donde se presentaron los flujos de tipo fluvio - torrencial, provenientes de la parte alta de la cordillera y que se encuentran constituido por gravas, arenas y limos, transportados por corrientes asociadas a la dinámica de los diferentes brazos del Río Cravo Sur.

Abanico Subreciente de Yopal (Fas): El abanico subreciente de Yopal, está conformado por depósitos de materiales clásticos no consolidados de granulometría variable, de tipo fluvio torrencial con pendiente suave a ligeramente inclinada, con ápice, cuerpo y zona distal, producto de descargas fluvio-torrenciales causadas por deslizamientos y posteriores represamientos del río Cravo Sur en los sectores inestables de la parte alta que después de un represamiento temporal produjeron la descarga súbita de grandes volúmenes de materiales y sedimentos sobre las vegas y la planicie aluvial del piedemonte, hasta formar el mega depósito del gran abanico de Yopal.

Abanico Terraza de Piedemonte (Fat): Corresponde a una serie de depósitos conocidos como abanicos-terraza, localizados sobre una franja relativamente estrecha localizada a todo lo largo del paisaje de piedemonte llanero.

Depósitos Aluviales Subrecientes o Subactuales de Ríos (Fal): Corresponde a depósitos aluviales localizados hacia las márgenes de ríos principales y secundarios, como producto de acumulación sobre la antigua planicie de inundación divagante.



CONVENCIONES

- Abanico Terraza
- Escarpe De Terraza
- Escarpe Mayor De Erosion
- Flat Irons
- Pendiente Estructural

- EDC1: Lomas elongadas estrechas disectadas arcillosas
- EDe1: Escarpes mayores de erosión
- EDh: Espinazos o HogBack
- Fal: Depósitos aluviales subrecientes o subactuales
- Far: Abanico reciente de Yopal
- Fas: Abanico subreciente de Yopal
- Fat: Abanico terraza de piedemonte

Fuente: Adaptado de la geomorfología de la plancha 212, sector de Yopal - Aguazul, Servicio Geológico Colombiano, SGC.

Ilustración 4. Mapa geomorfológico de la zona de estudio.

La zona del proyecto se localiza geomorfológicamente sobre la unidad lomas elongadas estrechas disectadas arcillosas (EDC1), referente a material que formó parte de mesetas levantadas y basculadas por efecto de la deformación neotectónica, principalmente esfuerzos compresivos, pero posteriormente fueron sometidas a fuertes procesos de disección y erosión.

3. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

3.1 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO

El tramo de interés vial comprendido entre las abscisas K3+770 y K4+010, que comunica el municipio de Aguazul con el sector de El Mirador, en la vereda Cuarto Unete, presenta condiciones de inestabilidad, más precisamente entre el abscisado K3+760 – K3+780 y K3+960 – K4+000, siendo estos los lugares que presentan evidencia de mayor inestabilidad; cuya situación se agrava por el estrecho espacio disponible para la calzada.



Ilustración 5. Vista panorámica del tramo de vía en condición de inestabilidad, K3+960 - K4+000.



Ilustración 6. Vista panorámica del tramo de vía en condición de inestabilidad, K3+760 – K3+780.

El área de estudio presenta taludes con pendientes muy pronunciadas, en donde, se han ejecutado intervenciones antrópicas para la adecuación de una estructura vial pavimentada. Dichas intervenciones incluyen la conformación de materiales de relleno y muros de Gavión, los cuales se localizan en el abscisado K4+000, identificados durante las visitas realizadas en el área de interés.



Ilustración 7. Vista panorámica de muros tipo Gavión.

A partir del reconocimiento y exploración directa realizada en campo, se estima que la causa principal de la situación de inestabilidad radica en los procesos denudacionales, dando como consecuencia la pérdida de la banca, debido a que, los taludes están constituidos por intercalaciones de rocas blandas compuestas por niveles de arcillolitas y lutitas con niveles de rocas duras compuestas por areniscas de grano fino. Estas intercalaciones entre rocas blandas y rocas duras, crea planos de debilidad, especialmente ante agentes erosivos, ya que los niveles de arcillolitas y lutitas presentan estratificación de tipo plano paralela, en capas laminares, delgadas, facilitando la acción de agentes que meteorizan estos niveles rocosos y posteriormente facilitan su erosión.

Sumado a esto, los taludes presentes en los tramos más críticos poseen gran altura y elevada pendiente, lo que facilita la pérdida de material por efectos de gravedad, dando como resultado una disminución en el ancho de calzada.



Ilustración 8. Vista general de talud en el tramo comprendido entre K3+760 a K3+780, se observan los niveles de arenisca y arcillolita a lo largo de la unidad.

Como puede observarse en la ilustración anterior, los estratos de los niveles rocosos buzan o se inclinan en sentido contrario a la pendiente del terreno, lo que favorece las condiciones de estabilidad global. Sin embargo, en los niveles de arcillolitas y lutitas, tratándose de rocas blandas, se generan fácilmente procesos de meteorización, que progresivamente van alterando las características de la roca original y contribuyen a su disgregación por medio de los agentes erosivos como el agua y el viento, que se ven favorecidos por la alta pendiente del terreno.



Ilustración 9. Toma de datos estructurales y estratificación plano paralela.

La meteorización de los niveles de roca blanda genera una alteración de la estructura original de la roca, lo que a su vez se traduce en una disminución drástica de la resistencia mecánica y por efectos de la alta pendiente, favorece al desprendimiento de material, produciéndose una pérdida de banca que inicia manifestándose con la generación de grietas sobre la estructura de pavimento debido a la pérdida de soporte de la misma.



Ilustración 10. Evidencias de grietas de tracción en la infraestructura de la vía.

Una vez analizadas las características geológico geotécnicas preliminares del área de estudio, se concluye que los problemas de inestabilidad que se manifiestan en el sector, se deben a las características de los materiales que conforman las laderas, los cuales son altamente susceptibles a meteorización, que, sumado a la alta pendiente del terreno, favorecen del desprendimiento de material y por ende la pérdida de la calzada.

Con base en lo anterior, las obras de estabilización geotécnica estarán orientadas a la reconformación de las zonas que han sufrido pérdida de la banca, a la contención de la misma y a la protección de los taludes y manejo de aguas superficiales para minimizar los efectos de la meteorización y erosión.

4. EXPLORACIÓN DEL SUELO

4.1 EXPLORACIÓN DIRECTA A PARTIR DE SONDEOS

Para conocer el perfil estratigráfico y las propiedades geomecánicas de las capas, se realizaron dos (02) exploraciones tipo sondeo, con equipo de perforación manual, sobre los taludes superiores e inferiores de los sectores de interés, a fin de definir la sección estratigráfica de cada sector. A continuación se relaciona la localización de las exploraciones realizadas.

EXPLORACIÓN	SECTOR	ESTE	NORTE
E1	K3+980	835774,4	1067175,5
E2	K3+770	835805,9	1067091,1

Tabla 2. Coordenadas de localización de exploración realizada.

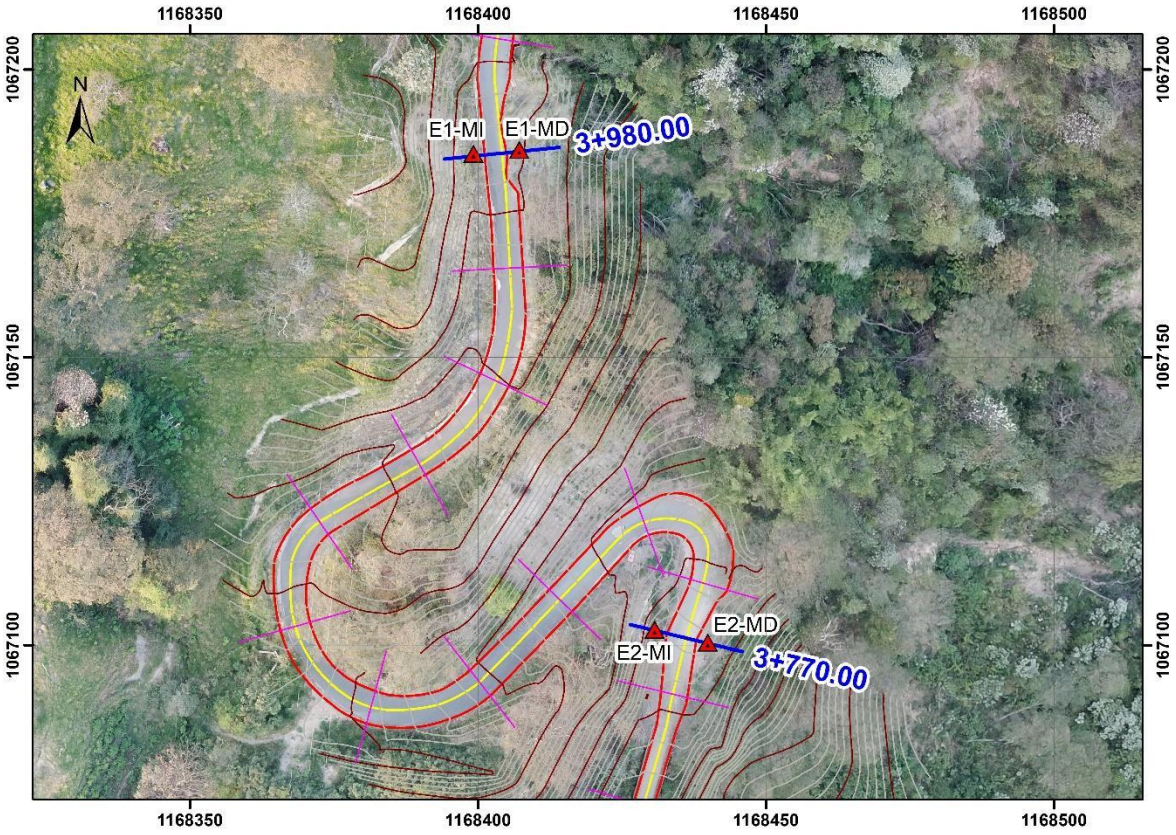


Ilustración 11. Localización de puntos de exploración directa.

En cada sector de interés, se realizó la exploración sobre los taludes del margen derecho e izquierdo y de manera escalonada, a fin de caracterizar en la mayor medida posible toda la cara de los taludes de interés y teniendo en cuenta que en los 2 sectores se presentan

afloramientos rocosos. A continuación se ilustran los puntos de exploración escalonada realizados en cada sector:

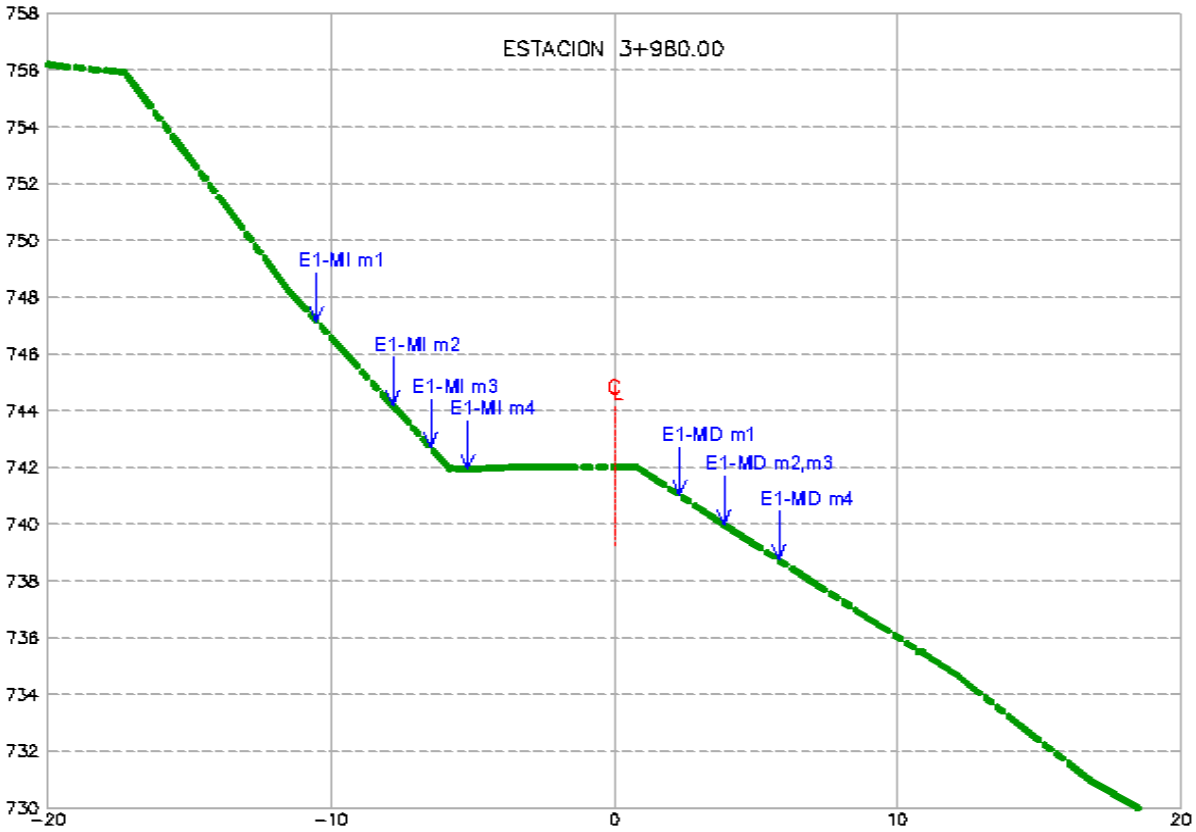


Ilustración 12. Perfil esquemático de exploración directa sector K3+960 - K4+000 (E1).

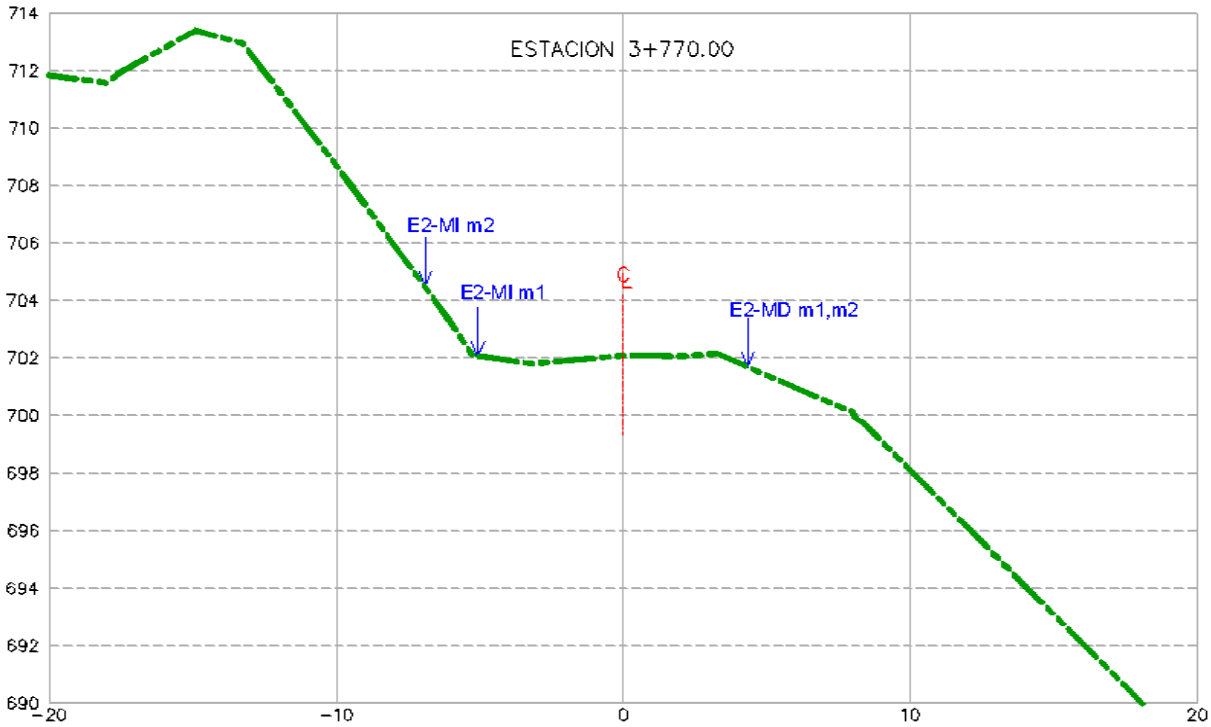


Ilustración 13. Perfil esquemático de exploración directa sector K3+760 a K3+780 (E2).

4.1.1 Toma de muestras y ensayos de laboratorio

Se efectuó un muestreo representativo en cada sección estratigráfica , tomando muestras por medio de la cuchara partida (split spoon), muestras recuperadas con barreno y muestras alteradas tipo bolsa; simultáneamente se tomaron datos de resistencia al corte in situ a partir del número de golpes N de la Prueba de Penetración Estándar (SPT).

En los afloramientos rocosos se tomaron datos estructurales de rumbo y buzamiento a fin de determinar la orientación de las capas con respecto a la ladera y se tomaron muestras de mano del material rocoso para su clasificación y descripción macroscópica.

Las muestras se tomaron a lo largo del tramo de interés, teniendo presente las condiciones inestabilidad observadas, obteniendo muestras representativas bajo consideraciones geológico – geotécnicas para definir las propiedades geomecánicas de la sección estratigráfica en los tramos de interés. Todas las muestras se identificaron visualmente en campo y en laboratorio, y sobre un número representativo de los diferentes estratos se realizó el siguiente programa de ensayos regulados por la respectiva norma INVÍAS y norma técnica NTC de Icontec:

- Determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo – agregado. Norma I.N.V. E – 122. (NTC 1495).

- Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos. Norma I.N.V. E – 123. (NTC 1522).

- Peso unitario total y seco. Norma I.N.V. E – 128 – Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos y del llenante mineral.

- Determinación del límite líquido de los suelos. Norma I.N.V. E – 125. (NTC 1494).

- Determinación del límite plástico e índice de plasticidad de los suelos. Norma I.N.V. E – 126. (NTC 1493).

Para la descripción de los estratos rocosos se realizó una caracterización visual en campo que hace parte del levantamiento geológico realizado con el fin de determinar el tipo de material rocoso, el buzamiento de los estratos, su continuidad, la percepción de la resistencia ante los golpes con martillo geológico, entre otras características, a partir de las cuales se realiza posteriormente la clasificación del macizo rocoso.

De las muestras de mano extraídas de los afloramientos rocosos, se seleccionaron las muestras más representativas para ejecutar el ensayo de carga puntual para la determinación del índice de carga puntual y estimar mediante correlaciones, la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, dato de interés para estimar mediante el software RocLab los parámetros geomecánicos del macizo rocoso; la norma que rige el ensayo es la siguiente:

- Ensayo de carga puntual en rocas. Norma ASTM D5731.

4.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA A PARTIR DE LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

Para complementar la caracterización del subsuelo en cada sector de interés, se realizaron dos (2) líneas de refracción sísmica por el método de MASW, con las cuales se busca, a partir de la velocidad de onda de corte (Vs), obtener información de los parámetros de rigidez del subsuelo, determinar el tipo de perfil sísmico del suelo, así como espesores de las diferentes capas estratigráficas, a fin de alcanzar una profundidad de exploración mayor a la alcanzada con la exploración manual. La localización de las líneas de exploración geofísica dentro del área del proyecto, se muestra a continuación:

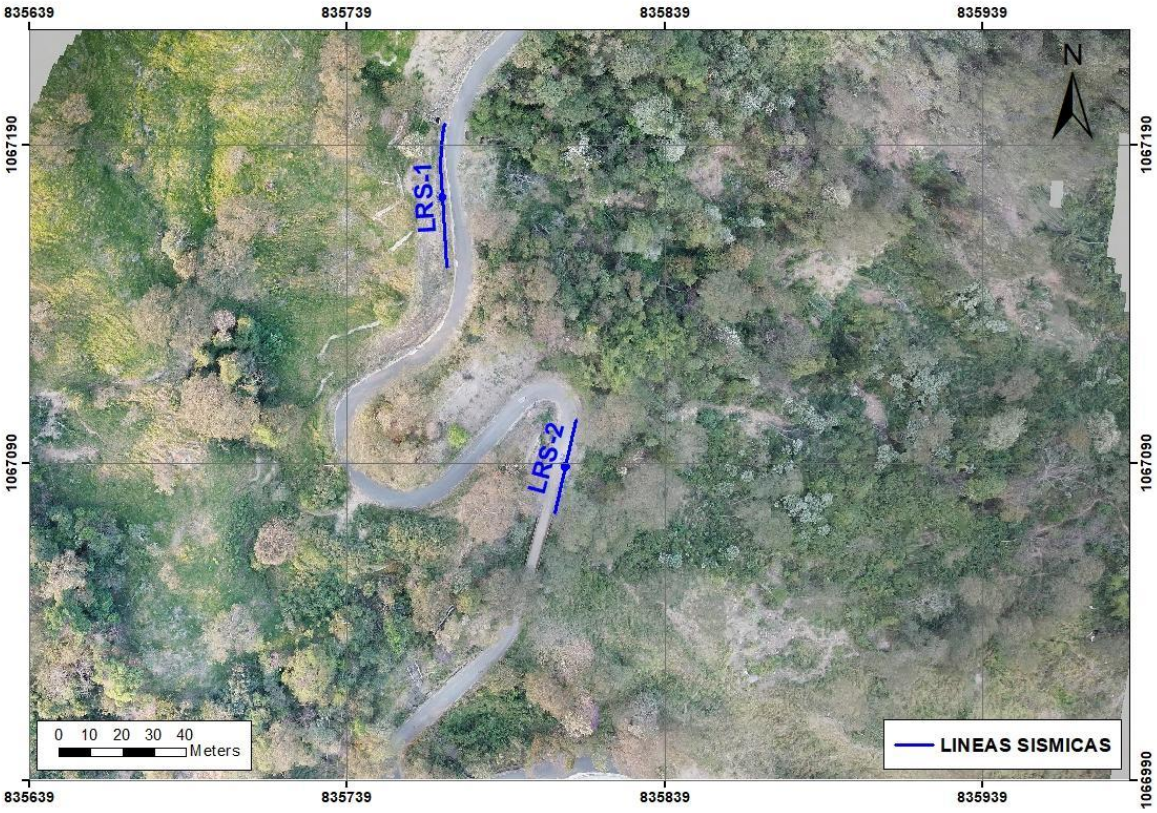


Ilustración 14. Localización de líneas sísmicas de refracción.

Coordenadas - Magna sirgas con origen Este Central (EPSG: 3117)			
Línea	Abscisa	ESTE	NORTE
LRS-1	K3+990	835769,3	1067173,7
LRS-2	K3+780	835808,1	1067088,8

Tabla 3. Localización de centros de líneas sísmicas de refracción.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 EXPLORACIÓN DIRECTA

5.1.1 Descripción del perfil estratigráfico

De acuerdo con los lineamientos de la Norma INV E-102: Descripción e identificación de suelos (procedimiento visual y manual), se realizó la identificación y descripción del suelo de manera visual y manual, registrando la profundidad de exploración, el muestreo y la ejecución de ensayos in situ. Con referencia en los registros estratigráficos, ensayos en campo y laboratorio, se extracta el perfil promedio estratigráfico de cada sondeo realizado en el área de estudio, los cuales se describen a continuación:

- **SECTOR K3+980 – Exploración 1 (E1)**

EXPLORACIÓN 1 - MARGEN DERECHO	LOCALIZACION: Vía a El Mirador, Aguazul - Casanare Este: 835774,4 - Norte: 1067175,5	E1 - MD K 3+980	OBRAS DE ESTABILIZACIÓN GEOTÉCNICA VÍA A EL MIRADOR - VEREDA CUARTO UNETE FECHA: Febrero de 2023

PROF. (M)	LITOLOGÍA	NIVEL FREATICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	USCS	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	PASA # 4 %	PASA 200 %	γ (KN/m³)	γd (KN/m³)	Cu KN/m²	qu KN/m²	MODULO ELÁSTICO KN/m²	ANGULO DE FRICCION ϕ (°)	No. DE GOLPES / PIE	MUESTRA
-																	
0,08			CAPA ASFÁLTICA (e = 8 cm)														
0,45			BASE GRANULAR (e = 35 cm)														
			LIMO ARENOSO CAFÉ, CON FRAGMENTOS DE ROCA	ML	11,2	NL	NP	81,1	51,0	17,9	16,1	10,0	20,0	12000	18,0		M1
0,60																4	
			ROCA ARENISCA ARCILLOSA, FRACTURADA, METEORIZACIÓN MEDIA		γr = 23 KN/m³				σ_c roca intacta = 22,6 MN/m²							R	
					σ_c macizo rocoso = 1,53 MN/m²				E macizo rocoso = 1954 MN/m²								1
-			La exploración continúa a 3,7m del borde de vía, sobre la cara del talud														
			LIMO ARENOSO CAFÉ, CON FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA	ML	17,2	NL	NP	81,1	53,4	18,0	15,4						M2
0,90																	
			LIMO DE BAJA PLASTICIDAD, COLOR CAFÉ NARANJA	ML	16,3	NL	NP	95,6	85,5	18,3	15,7	19,0	38,0	13000	16,0	7	M3
1,50			ROCA ARENISCA ARCILLOSA Y ARCILLOLITA, FRACTURADAS, MODERADAMENTE METEORIZADA		γr = 23 KN/m³				σ_c roca intacta = 27,9 MN/m²								2
					σ_c macizo rocoso = 2,13 MN/m²				E macizo rocoso = 2957 MN/m²								
-			La exploración continúa a 6m del borde de vía, sobre la cara del talud														
			LIMO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ARENA, COLOR CAFÉ GRIS	ML	2,9	NL	NP	90,1	76,6	18,1	17,6					5 R	M4
0,70			ROCA ARENISCA DE GRANO FINO ARCILLOSA, CON ARCILLOLITAS FRACTURADAS														

ALTERADA
INALTERADA
MUESTRA DE MANO (ROCA)

OBSERVACIONES: Las muestras M1, M2 y M4 se tomaron a lo largo de la cara del talud y corresponden a material meteorizado y erosionado que reposa sobre el nivel rocoso

El Nivel Freático no se encontró durante la ejecución de la exploración.

R: RECHAZO

Ilustración 15. Perfil estratigráfico Exploración 1, sector K3+960 - K4+000, margen derecho de la vía.

EXPLORACIÓN 1 - MARGEN IZQUIERDO	LOCALIZACION: Vía a El Mirador, Aguazul - Casanare Este: 835774,4 - Norte: 1067175,5	E1 - M K 3+980	OBRAS DE ESTABILIZACIÓN GEOTÉCNICA VÍA A EL MIRADOR - VEREDA CUARTO UNETE FECHA: Febrero de 2023

PROF. (M)	LITOLOGÍA	NIVEL FREATICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	USCS	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	PASA # 4 %	PASA 200 %	γ (KN/m³)	γd (KN/m³)	Cu KN/m²	qu KN/m²	MODULO ELÁSTICO KN/m²	ANGULO DE FRICCION ϕ (°)	No. DE GOLPES / PIE	MUESTRA
-			La exploración inicia a 7m de distancia de la base del talud														
0,80			FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA, CON ARENA Y LIMO, COLOR GRIS Y CAFÉ CLARO	GP-GM	2,6	NL	NP	14,8	7,1	17,6	17,2						M1
			ROCA. LIMOLITA GRIS Y CAFÉ, LAMINADA, FISIBLE, FRACTURADA, METEORIZACIÓN MEDIA		γr = 22,5 KN/m³		σc roca intacta = 21 MN/m²										1
					σc macizo rocoso = 1,42 MN/m²		E macizo rocoso = 1815 MN/m²										
-			La exploración continúa a 3m de distancia de la base del talud														
0,40			ARENA LIMOSA CON FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA	SM	3,9	NL	NP	95,9	38,3	17,8	17,1						M2
			ROCA LUTITA LAMINADA, FISIBLE, FRACTURADA, COLOR GRIS Y CAFÉ, METEORIZACIÓN MEDIA		γr = 22,5 KN/m³		σc roca intacta = 12 MN/m²										2
					σc macizo rocoso = 0,538 MN/m²		E macizo rocoso = 537 MN/m²										
			La exploración continúa a 1m de distancia de la base del talud														
0,60			FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA, CON ARENA Y LIMO	GP-GM	1,1	NL	NP	19,1	7,0	18,1	17,9						M3
			ROCA ARENISCA CUARZOSA DE GRANO FINO A MEDIO		γr = 23 KN/m³		σc roca intacta = 22 MN/m²										3
					σc macizo rocoso = 1,77 MN/m²		E macizo rocoso = 2470 MN/m²										
-			La exploración continúa sobre la berma a nivel de la vía														
1,00			FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA CON ARENA, DE COLOR CAFÉ CLARO	GP	4,4	NL	NP	11,3	2,7	18,0	17,2	15,0	30,0	15000	21,0	9 R	M4
			ROCA ARENISCA CUARZOSA DE GRANO FINO A MEDIO														4

ALTERADA
INALTERADA
MUESTRA DE MANO (ROCA)

OBSERVACIONES: Las muestras M1, M2 y M3 se tomaron a lo largo de la cara del talud y corresponden a material meteorizado y erosionado que reposa sobre el nivel rocoso.

El Nivel Freático no se encontró durante la ejecución del sondeo.

R: RECHAZO

Ilustración 16. Perfil estratigráfico Exploración 1, sector K3+960 - K4+000, margen izquierdo de la vía.

A partir de la exploración geotécnica directa, el levantamiento geológico y las muestras de mano recolectadas del material rocoso, es posible construir la sección estratigráfica del sector, como se muestra a continuación:

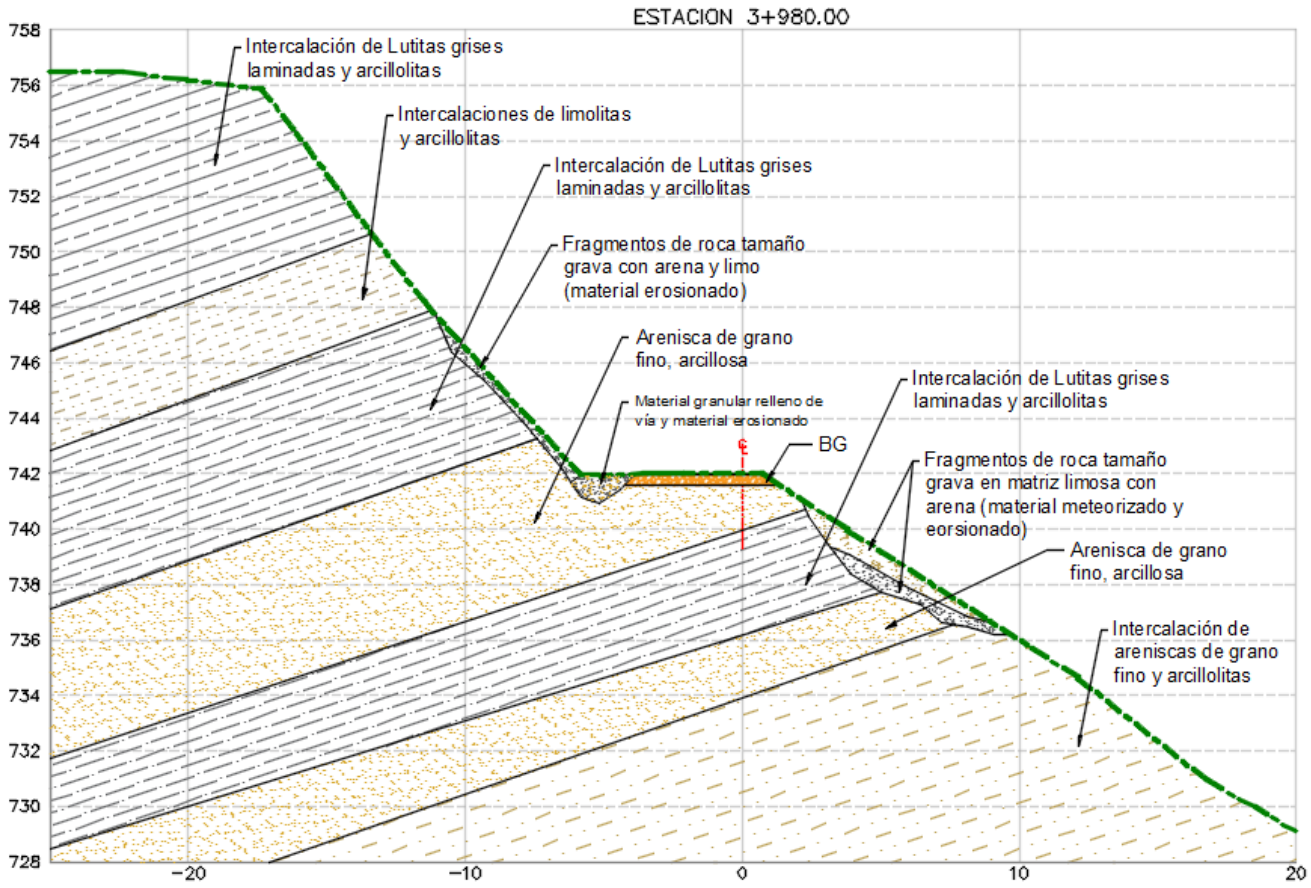


Ilustración 17. Sección estratigráfica sector K3+960 - K4+000.

- **SECTOR K3+770 – Exploración 2 (E2)**

EXPLORACIÓN 2 - MARGEN DERECHO	LOCALIZACION: Vía a El Mirador, Aguazul - Casanare Este: 835805,9 - Norte: 1067091,1	E2 - MD K 3+770	OBRAS DE ESTABILIZACIÓN GEOTÉCNICA VÍA A EL MIRADOR - VEREDA CUARTO UNETE FECHA: Febrero de 2023

PROF. (M)	LITOLOGÍA	NIVEL FREATICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	USCS	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	PASA # 4 %	PASA 200 %	γ (KN/m³)	γd (KN/m³)	Cu KN/m²	qu KN/m²	MODULO ELÁSTICO KN/m²	ANGULO DE FRICCION ϕ (°)	No. DE GOLPES / PIE	MUESTRA
-																	
			MATERIAL DE RELLENO PARA RECONFORMACIÓN DE LA VÍA.	SM	9,9	NL	NP	61,0	18,7	17,7	16,1						M1
0,90																	
			ARENA LIMOSA CON GRAVAS, COLOR CAFÉ GRIS	SM	8,0	NL	NP	79,8	31,6	17,9	16,6	13,0	26,0	16000	23,0	7	M2
1,50																R	
			ROCA LIMOLITA, CON INTERCALACIONES DE ARCILLOLITA														
			Debido a la alta pendiente y la presencia de vegetación no es posible continuar el muestreo sobre la cara del talud. Se extraen muestras de mano de afloramiento rocoso en la base del talud														
-																	
			ROCA ARENISCA DE GRANO FINO, ARCILLOSA, DE METEORIZACIÓN BAJA A MEDIA, DIACLASADA		γr = 22,5 KN/m³			σc roca intacta = 18,55 MN/m²									
					σc macizo rocoso = 1,18 MN/m²					E macizo rocoso = 1512 MN/m²							1

	ALTERADA	OBSERVACIONES:
	INALTERADA	
	MUESTRA DE MANO (ROCA)	

El Nivel Freático no se encontró durante la ejecución de la exploración. R: RECHAZO

Ilustración 18. Perfil estratigráfico Exploración 2, sector K3+760 a K3+780, margen derecho de la vía.

EXPLORACIÓN 2 - MARGEN IZQUIERDO	LOCALIZACION: Vía a El Mirador, Aguazul - Casanare Este: 835805,9 - Norte: 1067091,1	E2 - MI K 3+770	OBRAS DE ESTABILIZACIÓN GEOTÉCNICA VÍA A EL MIRADOR - VEREDA CUARTO UNETE FECHA: Febrero de 2023

PROF. (M)	LITOLOGÍA	NIVEL FREATICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	USCS	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	PASA # 4 %	PASA 200 %	γ (KN/m³)	γd (KN/m³)	Cu KN/m²	qu KN/m²	MODULO ELÁSTICO KN/m²	ANGULO DE FRICCION ϕ (°)	No. DE GOLPES / PIE	MUESTRA
-																	
			La exploración inicia en la base del talud, sobre la berma de la vía (margen izquierdo)														
0,40			FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA Y BLOQUE, CON ARENA	GP	0,9	NL	NP	2,4	1,6	18,1	17,9						M1
			ROCA. LIMOLITA GRIS Y CAFÉ, LAMINADA, FISIBLE, FRACTURADA, METEORIZACIÓN MEDIA		γr = 22,5 KN/m³			σc roca intacta = 18,05 MN/m²									
					σc macizo rocoso = 1,08 MN/m²			E macizo rocoso = 1382,3 MN/m²									1
-			La exploración continúa a 3m de distancia, sobre la cara del talud														
0,30			ARENA LIMOSA CON FRAGMENTOS DE ROCA TAMAÑO GRAVA	SM	4,6	NL	NP	98,1	22,8	17,9	17,1						M2
			ROCA LUTITA LAMINADA, FISIBLE, FRACTURADA, COLOR GRIS Y CAFÉ, METEORIZACIÓN MEDIA		γr = 21,5 KN/m³			σc roca intacta = 9,54 MN/m²									
					σc macizo rocoso = 0,315 MN/m²			E macizo rocoso = 304,6 MN/m²									2

ALTERADA

INALTERADA

MUESTRA DE MANO (ROCA)

OBSERVACIONES:

El Nivel Freático no se encontró durante la ejecución del sondeo.

R: RECHAZO

Ilustración 19. Perfil estratigráfico Exploración 2, sector K3+760 a K3+780, margen izquierdo de la vía.

A partir de la exploración geotécnica directa, el levantamiento geológico realizado en el sector y las muestras de mano recolectadas del material rocoso, es posible construir la sección estratigráfica del sector, como se muestra a continuación:

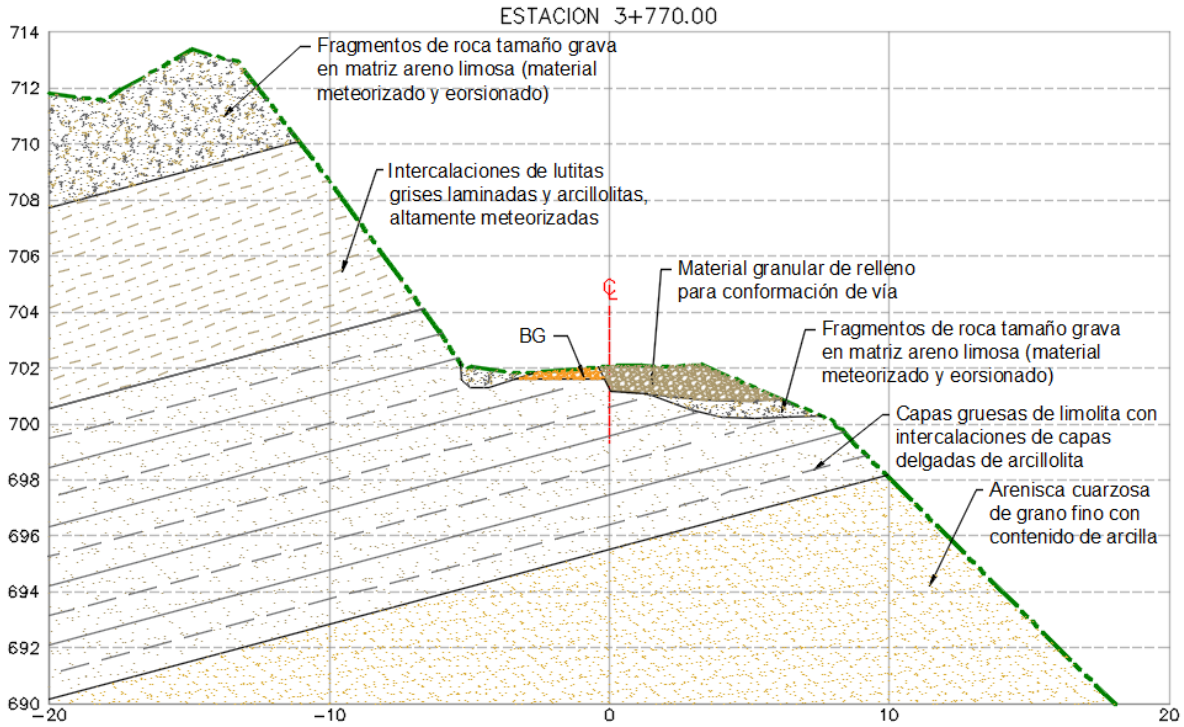


Ilustración 20. Sección estratigráfica sector K3+760 – K3+780.

Los valores de C, ϕ y Modulo Elástico para las capas de suelo, son estimados por correlación con los ensayos de laboratorio (compresión inconfinada) y con el ensayo de campo SPT según varios autores y considerando la curva granulométrica que caracteriza cada capa; a partir de estos resultados, el Geotecnista define a criterio y con base en su experiencia, los parámetros finales.

Las aproximaciones iniciales a los parámetros de resistencia al corte (C y ϕ) para suelos granulares y suelos mixtos, se realizaron según Schmertman (1970) a partir de las siguientes ecuaciones:

Para N < 25:

$\Phi = 5{,}35 * Ln(N_{SPT}) + 14{,}44$
$C = 0{,}22 * Ln(N_{SPT}) - 0{,}40$ (Kg/cm^2)

Para N > 25:

$\Phi = 5{,}77 * Ln(0{,}1667 * N_{SPT}) + 24$
$C = 0{,}22 * Ln(N_{SPT}) - 0{,}40$ (Kg/cm^2)

Las aproximaciones a los valores del Módulo de Elasticidad, son realizadas a partir de correlaciones propuestas por Bowles (1988) y Schmertman (1970).

$E = 10\,[\,7{,}5 + (0{,}5 * N_{SPT})\,]$ *Bowles (1988)* (Kg/cm^2)
$E = 766\ N_{SPT}$ *Schmertman (1970)* (KN/m^2)

A partir de estas correlaciones iniciales, el geotecnista define a criterio, de acuerdo con su experiencia profesional en este tipo de suelos y con base en los resultados de laboratorio, los parámetros geotécnicos finales del perfil de suelo, los cuales serán utilizados en el análisis geotécnico.

Para el caso de las unidades rocosas, los parámetros de resistencia del macizo rocoso fueron definidos a partir de los resultados del ensayo en laboratorio de carga puntual, sobre muestras de mano irregulares. A partir de dichos resultados y con base en el levantamiento geológico de campo, se estiman los parámetros geomecánicos del macizo rocoso en el software RocLab, haciendo uso entre otros, del índice de resistencia geológica GSI (Geological Strength Index), el tipo y condición de las discontinuidades, el grado de alteración, la percepción de la resistencia en campo, entre otras características de los afloramientos rocosos que fueron detalladas durante la observación de campo.

En el Anexo 2 se presentan los resultados de laboratorio para suelos y rocas. Adicionalmente se adjuntan las descripciones macroscópicas de las muestras de mano extraídas de los afloramientos y la clasificación del macizo rocoso realizada con la metodología RMR de Bieniawski.

5.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA

5.2.1 Refracción sísmica

Consiste en la identificación de los tiempos de llegada de las diferentes ondas generadas que se registran en un sismograma. Se basa en el principio de que cuando un frente de onda choca en la interfaz de dos capas, las ondas se refractan con un ángulo de incidencia proporcional a las relaciones de velocidad de los medios en los que viaja. Si el perfil de velocidad aumenta en profundidad, entonces las ondas en la interfaz viajan a mayor velocidad.

Para el presente proyecto, en las 2 líneas se implementó el método de ensayo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Método MASW: Evalúa la respuesta de la propagación de ondas superficiales tipo Rayleigh y las relaciona para efectos geotécnicos con las velocidades de corte Vs de los materiales del subsuelo. Para ello, se miden los tiempos de llegada de las ondas sísmicas superficiales al arreglo de geófonos, y posteriormente se analiza su propagación y su cambio de velocidad de fase con la frecuencia, para obtener el modelo de propagación de velocidades probable bajo los geófonos.

Posteriormente estos datos son procesados obteniendo una modelación del terreno en 1D y 2D, definiendo de esta manera información relevante, correspondiente a la variación de las velocidades de onda de corte (Vs), con la profundidad, lo que permite identificar capas con diferentes características de rigidez.

El primer procesamiento consiste en determinar la curva de dispersión sobre el espectro de velocidades de fase de onda y la frecuencia. Posteriormente se realiza la inversión de la curva de dispersión con el fin de obtener el perfil sísmico. Una vez realizada la inversión de la curva de dispersión, se procede a calcular el modelo de velocidad de onda de corte que se ajusta a la curva de dispersión y se obtiene el modelo 1D que muestra la velocidad de onda de corte (Vs) con la profundidad.

Una vez procesada la información es posible llevar a cabo un proceso de interpolación de velocidades para generación de un modelo 2D que indica la variación de la velocidad a lo largo y en profundidad de las líneas objeto de análisis. A continuación, se muestran los modelos 1D y 2D de las líneas realizadas.

- **SECTOR K3+960 – K4+000 – LRS-1**

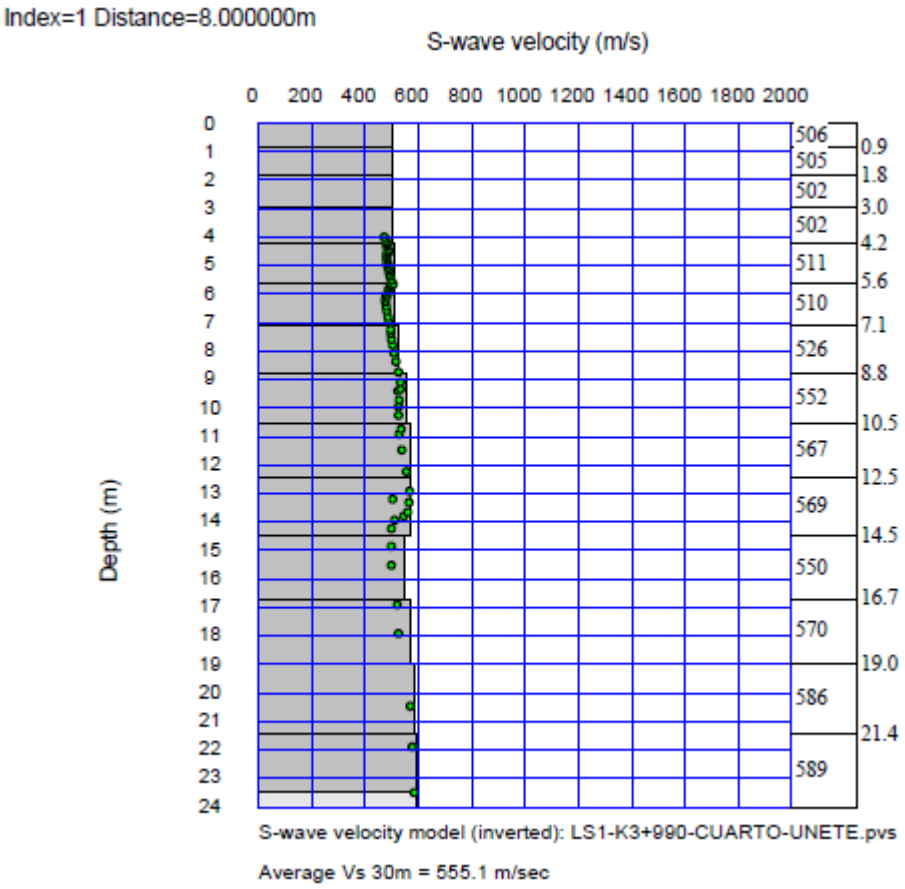


Ilustración 21. Modelo 1D de velocidad de onda de corte (Vs) en función de la profundidad, LRS-1, sector K3+960 - K4+000.

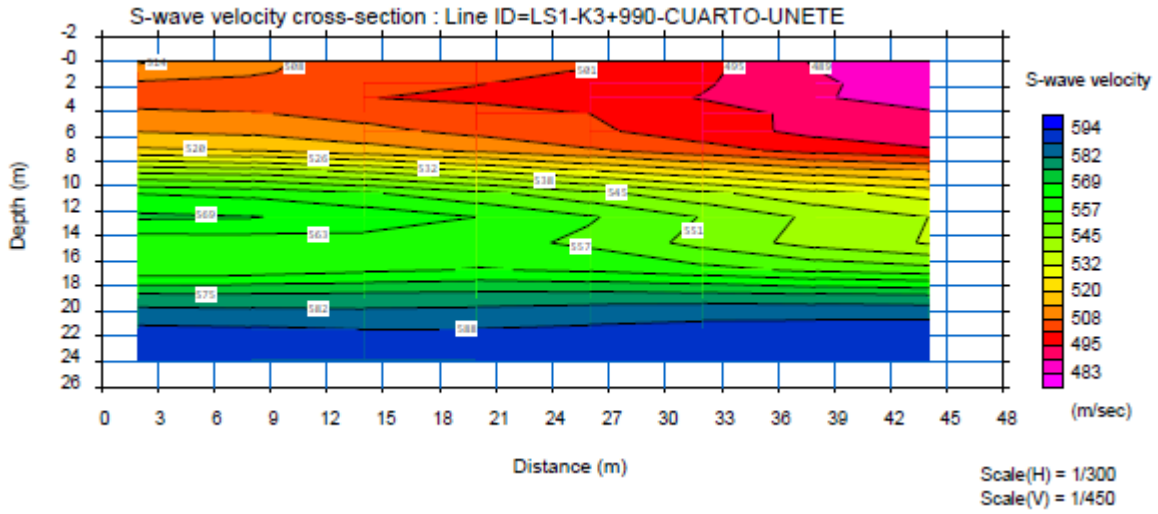


Ilustración 22. Modelo 2D de velocidad de onda de corte (Vs) LRS-1, sector K3+960 - K4+000.

- **SECTOR K3+760 – K3+780 – LRS-2**

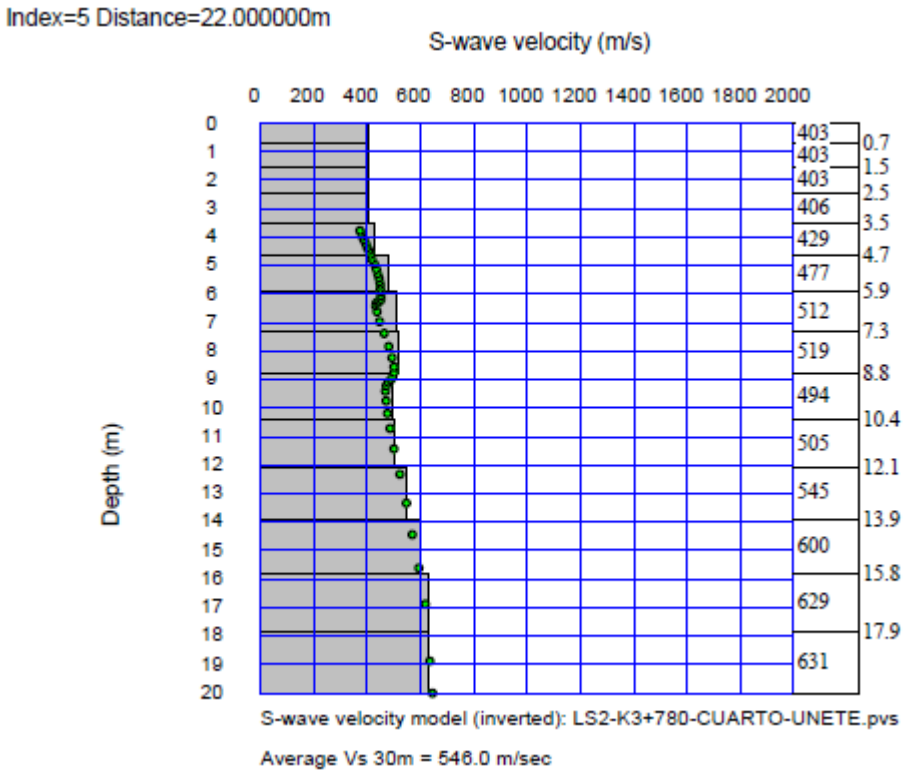


Ilustración 23. Modelo 1D de velocidad de onda de corte (Vs) en función de la profundidad, LRS-2, sector K3+760 – K3+780.

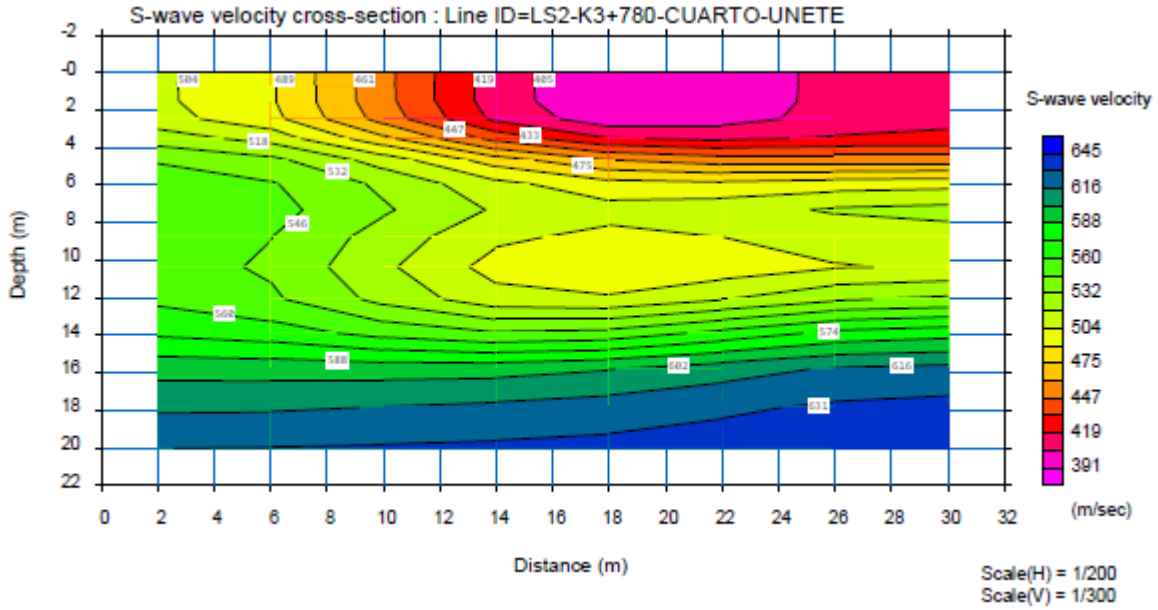


Ilustración 24. Modelo 2D de velocidad de onda de corte (Vs) LRS-2, sector K3+760 – K3+780.

5.2.2 Clasificación del perfil del subsuelo según la NSR-10

Con base en los resultados y a partir de las velocidades de onda de corte de cada capa, se realiza el cálculo de Vs promedio de los 30 m superiores (V_{s30}), con el fin de determinar el tipo de perfil del subsuelo de los 30 m superiores en cada línea realizada, según lo establecido por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 en la tabla A2.4-1, que se homologa con lo dispuesto en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 en su sección 3, numeral 3.10.3.1 Definición de los Tipos de Perfil de Suelo, empleando el método A: método V_s.

Profundidad (m)	Espesor di (m)	Vs (m/s)
0,00 - 0,90	0,9	506
0,90 - 1,80	0,9	505
1,80 - 3,00	1,2	502
3,00 - 4,20	1,2	502
4,20 - 5,60	1,4	511
5,60 - 7,10	1,5	510
7,10 - 8,80	1,7	526
8,80 - 10,50	1,7	552
10,50 - 12,50	2,0	567
12,50 - 14,50	2,0	569
14,50 - 16,70	2,2	550
16,70 - 19,00	2,3	570
19,00 - 21,40	2,4	586
21,40 - 24,00	2,6	589

Tabla 4. Resumen de velocidades de onda de corte para la línea LRS-1.

Profundidad (m)	Espesor di (m)	Vs (m/s)
0,00 - 0,70	0,7	403
0,70 - 1,50	0,8	403
1,50 - 2,50	1,0	403
2,50 - 3,50	1,0	406
3,50 - 4,70	1,2	429
4,70 - 5,90	1,2	477
5,90 - 7,30	1,4	512
7,30 - 8,80	1,5	519
8,80 - 10,40	1,6	494
10,40 - 12,10	1,7	505
12,10 - 13,90	1,8	545
13,90 - 15,80	1,9	600
15,80 - 17,90	2,1	629
17,90 - 20,00	2,1	631

Tabla 5. Resumen de velocidades de onda de corte para la línea LRS-2.

Para el caso de las dos líneas de refracción sísmica realizadas, la exploración geofísica no alcanzó los 30 m de profundidad, para la línea LRS-1 se alcanzaron 24 m de profundidad y para la línea LRS-2 se alcanzaron 20 m de profundidad, por lo cual no es posible realizar el cálculo de la velocidad de onda de corte promedio de los 30 m superiores; sin embargo, a partir del procesamiento de los datos, es posible realizar una proyección hasta 30 m, en función de los datos registrados y el comportamiento de las velocidades de onda, como pude observarse en las ilustraciones 21 y 22.

A partir de esto, es posible proyectar para la línea LRS-1 un valor de $\underline{V_{s30}}$ = **555,1 m/s** y para la línea LRS-2 un valor de $\underline{V_{s30}}$ = **546,0 m/s**; lo cual clasifica el perfil del subsuelo como un **perfil Tipo C** para los dos sectores del proyecto.

5.2.3 Determinación de parámetros dinámicos de rigidez

De acuerdo con los valores de velocidad de onda de corte (Vs), se pueden determinar los parámetros dinámicos de rigidez para la caracterización dinámica del suelo, tales como el Módulo de corte dinámico (Gdin), el Módulo de Elasticidad dinámico (Edin) y el Módulo de deformación volumétrica dinámico (Kdin), para cada capa del subsuelo, además de una aproximación de la densidad. Por otro lado, las velocidades de onda a compresión (Vp), suelen ser entre 70 % – 140 % mayor que las velocidades de onda de corte (Vs), para valores del coeficiente de Poisson (μ) entre 0,25 – 0,40; el cual es el rango característico para suelos y rocas.

Una vez procesada la información, se obtienen los siguientes resultados para cada línea de refracción:

Profundidad (m)	Vs (m/s)	Densidad (kN/m3)	μ	G_{din} (MPa)	E_{din} (MPa)	K_{din} (MPa)	Vp (m/s)
0,00 - 0,90	506	21,16	0,30	542	1408	1174	947
0,90 - 1,80	505	21,15	0,30	539	1402	1169	945
1,80 - 3,00	502	21,13	0,30	532	1384	1154	939
3,00 - 4,20	502	21,13	0,30	532	1384	1154	939
4,20 - 5,60	511	21,19	0,30	553	1439	1199	956
5,60 - 7,10	510	21,19	0,30	551	1433	1194	954
7,10 - 8,80	526	21,30	0,30	589	1532	1277	984
8,80 - 10,50	552	21,47	0,25	654	1636	1090	956
10,50 - 12,50	567	21,57	0,25	693	1734	1156	982
12,50 - 14,50	569	21,58	0,25	699	1747	1165	986
14,50 - 16,70	550	21,46	0,25	649	1623	1082	953
16,70 - 19,00	570	21,59	0,25	701	1754	1169	987
19,00 - 21,40	586	21,69	0,25	745	1862	1241	1015
21,40 - 24,00	589	21,71	0,25	753	1883	1255	1020

Tabla 6. Parámetros dinámicos de rigidez obtenidos de la línea LRS-1.

Profundidad (m)	Vs (m/s)	Densidad (kN/m3)	μ	G_{din} (MPa)	E_{din} (MPa)	K_{din} (MPa)	Vp (m/s)
0,00 - 0,70	403	20,34	0,30	330	859	716	754
0,70 - 1,50	403	20,34	0,30	330	859	716	754
1,50 - 2,50	403	20,34	0,30	330	859	716	754
2,50 - 3,50	406	20,36	0,30	336	873	727	760
3,50 - 4,70	429	20,56	0,30	378	984	820	803
4,70 - 5,90	477	20,94	0,25	477	1191	794	826
5,90 - 7,30	512	21,20	0,25	556	1389	926	887
7,30 - 8,80	519	21,25	0,25	572	1431	954	899
8,80 - 10,40	494	21,07	0,25	514	1286	857	856
10,40 - 12,10	505	21,15	0,25	539	1349	899	875
12,10 - 13,90	545	21,43	0,25	636	1591	1061	944
13,90 - 15,80	600	21,77	0,25	784	1960	1306	1039
15,80 - 17,90	629	21,94	0,25	868	2171	1447	1089
17,90 - 20,00	631	21,96	0,25	874	2185	1457	1093

Tabla 7. Parámetros dinámicos de rigidez obtenidos de la línea LRS-2.

Los parámetros dinámicos determinados a partir de la velocidad de onda de corte (Vs), describen el comportamiento del perfil del suelo en condición dinámica, ante cargas cíclicas, en problemas dinámicos como la cimentación de maquinaria o los sismos. De acuerdo con información disponible en la literatura, se puede afirmar que estos módulos dinámicos suelen ser aproximadamente 10 a 15 veces mayores que los módulos estáticos, lo que es coincidente con los resultados obtenidos.

5.2.4 Modelo geológico – geofísico

Con los resultados de las líneas de refracción, el modelo 2D obtenido y la información previa tanto de la geología regional como las observaciones de campo y la exploración directa a partir de sondeos, es posible construir el modelo geológico-geofísico de cada línea.

- **SECTOR K3+960 – K4+000 – LRS-1**

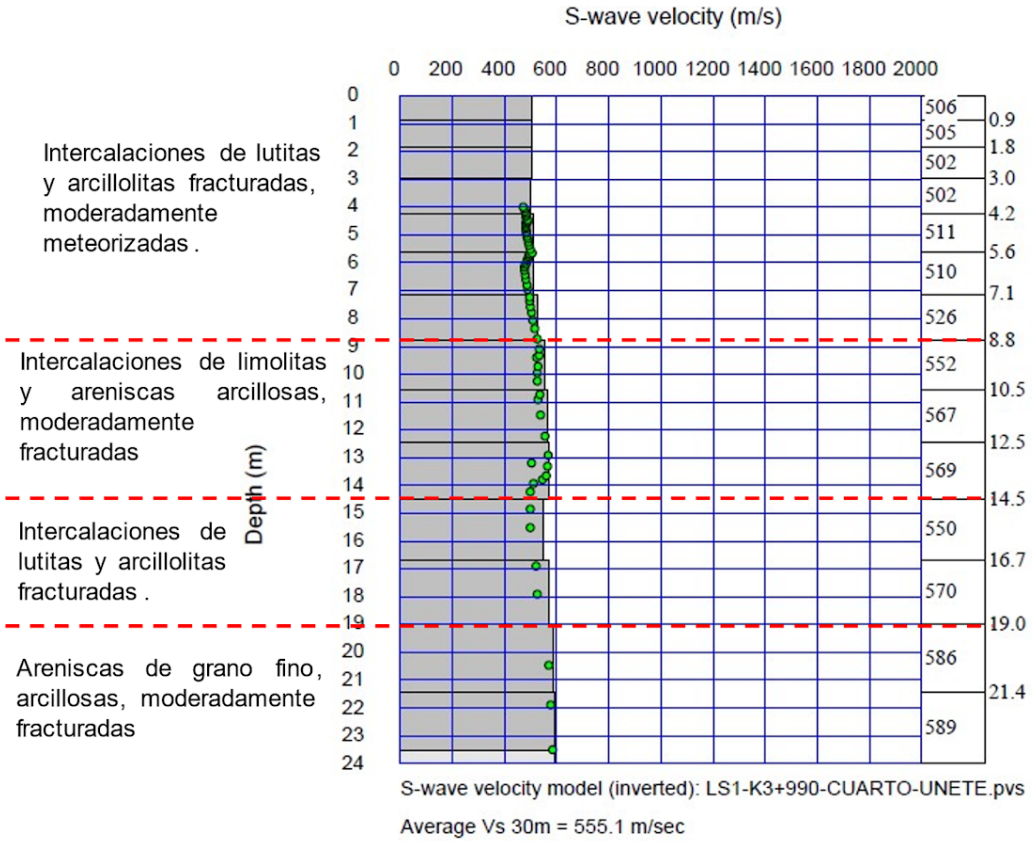


Ilustración 25. Interpretación geológico-geofísica en perfil 1D, LRS-1.

El modelo construido para la línea LRS-1 en el sector comprendido entre las abscisas K3+960 a K4+000, comprende una capa inicial identificada como intercalaciones de lutitas y arcillolitas, con un espesor variable entre 9 a 12 m, donde las velocidades de onda de corte varían entre 470 a 530 m/s, distinguiendo dentro de esta capa, una franja con las menores velocidades (470 – 500 m/s) que se presume corresponde a una zona donde estos niveles rocosos se encuentran más meteorizados y fracturados; esto a su vez corresponde con lo observado en campo.

Posteriormente se presenta un leve aumento de las velocidades de onda de corte seguido de una leve disminución, lo que da cuenta de la ocurrencia de intercalaciones de niveles rocosos de diferente composición litológica. La franja con Vs entre 560 a 570 m/s se correlaciona con la presencia de areniscas arcillosas que se encuentran moderadamente a poco fracturadas. La franja de disminución de Vs con valores entre 530 a 560 m/s se correlaciona con la presencia de lutitas y arcillolitas poco a moderadamente fracturadas.

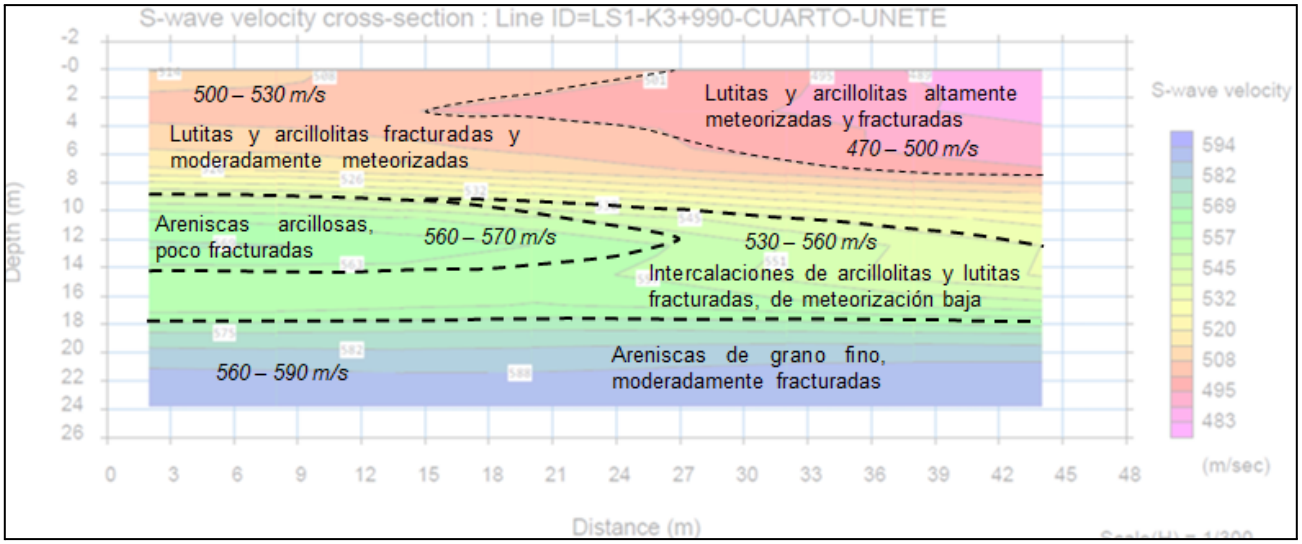


Ilustración 26. Modelo geológico-geofísico construido para la línea de refracción LRS-1.

Por último se identifica una franja a partir de los 18 m de profundidad aproximadamente, donde las velocidades de onda de corte son mayores a 560 m/s y se correlaciona con la presencia de areniscas de grano fino, que se encuentran moderadamente fracturadas.

- **SECTOR K3+760 – K3+780 – LRS-2**

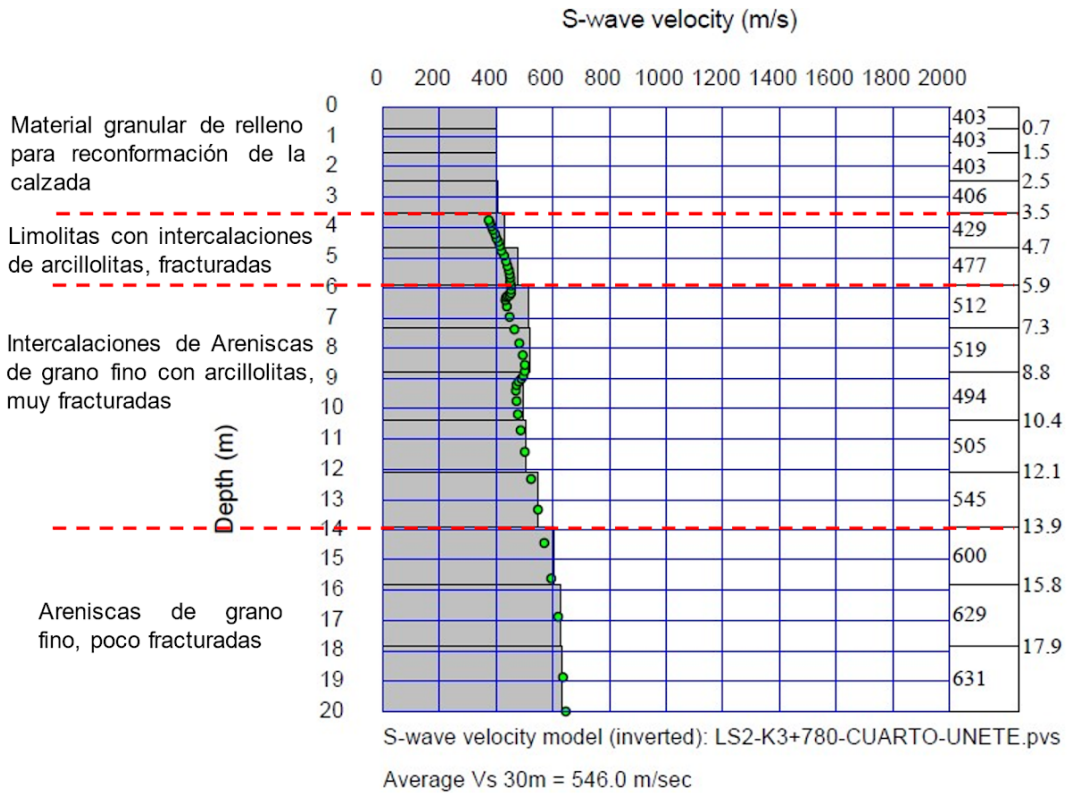


Ilustración 27. Interpretación geológico-geofísica en perfil 1D, LRS-2.

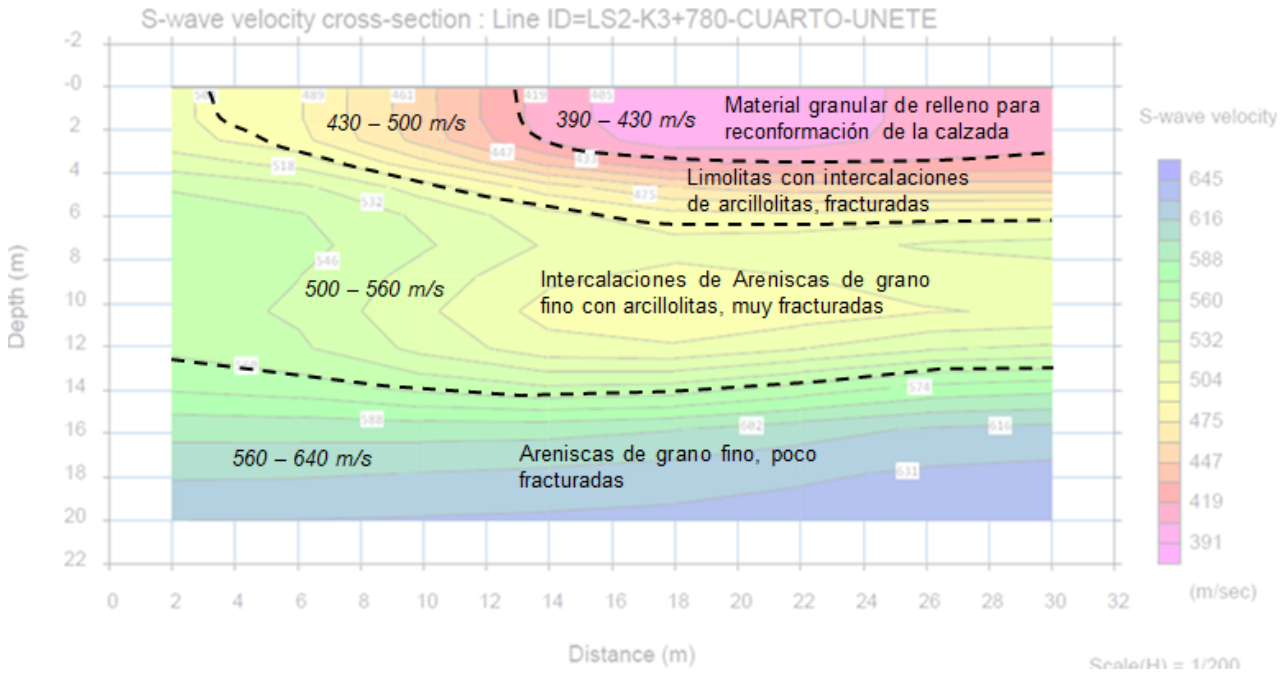


Ilustración 28. Modelo geológico-geofísico construido para la línea de refracción LRS-2.

Para la línea LRS-2 realizada sobre el margen derecho de la vía entre las abscisas K3+760 a K3+780, inicialmente se identifica una franja con valores de Vs bajos, entre 390 – 430 m/s, que corresponde al material granular empleado como relleno para la reconformación de la calzada y que puede identificarse plenamente sobre el modelo 2D, con un espesor medio aproximado de 3,5 m. Seguidamente las observaciones de campo y el comportamiento de las velocidades de onda de corte permiten identificar un nivel de limolitas con delgadas intercalaciones de arcillolitas, con Vs entre 430 a 500 m/s, que alcanza hasta 6 m de profundidad aproximadamente.

Posteriormente las velocidades de onda de corte presentan un leve incremento entre 500 a 560 m/s y su comportamiento permite describir una capa gruesa de areniscas de grano fino que alcanzan hasta 14 m de profundidad y que lateralmente, presenta intercalaciones de arcillolitas en forma de lentes, lo que obedece a un cambio en la facie de sedimentación. Finalmente, los valores de Vs incrementan entre 560 a 640 m/s, lo que se correlaciona con la presencia de areniscas de grano fino, poco fracturadas.

5.3 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL PERFIL EXPLORADO

El área del proyecto se localiza geológicamente sobre la unidad de la Formación Diablo Inferior (Pdi), que de manera general se describe como una formación sedimentaria compuesta por intercalaciones de capas gruesas de areniscas con capas gruesas de lodolitas.

A nivel local, de acuerdo con la exploración directa se identifica en los 2 sectores de interés, la presencia de esta secuencia, que corresponde a capas gruesas de areniscas cuarzosas, de grano fino a medio, arcillosas y capas gruesas de limolitas masivas, que se intercalan con capas gruesas de lutitas y arcillolitas con laminación plana paralela. Por su naturaleza y composición litológica, las capas gruesas de areniscas y limolitas exponen una mayor resistencia mecánica, por lo cual no son altamente susceptibles a meteorización y erosión. Caso contrario con los niveles de lutitas y arcillolitas, los cuales, por su naturaleza y litología, corresponden a rocas blandas que exponen una resistencia mecánica baja y sumado a esto, su estratificación en láminas delgadas, las hace muy susceptibles a los procesos de meteorización y erosión.

En resumen, mecánicamente los dos sectores de interés comprenden macizos rocosos estratificados heterogéneos, compuestos de capas gruesas de areniscas y limolitas de alta resistencia, con intercalaciones de capas gruesas de lutitas y arcillolitas de baja resistencia, altamente susceptibles a meteorización. La estratificación de estos niveles rocosos es favorable, ya que los estratos tienen un buzamiento en contra de la pendiente del terreno, atenuando en cierta medida, la magnitud de la inestabilidad asociada a los fenómenos erosivos.

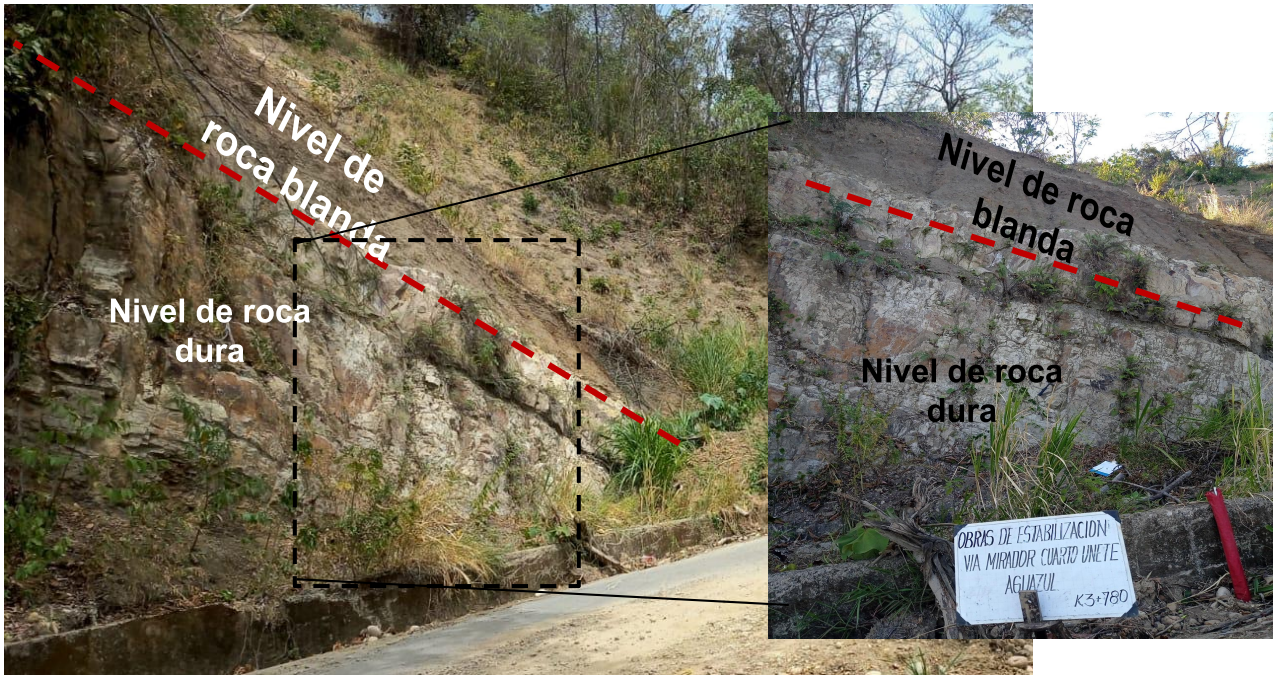


Ilustración 29. Intercalación de niveles de roca dura y roca blanda.

En las zonas donde afloran los niveles de rocas blandas (lutitas y arcillolitas), se generan marcados procesos de erosión debido a que el material meteorizado, por efectos de la gravedad se desprende fácilmente en forma de láminas. Este material meteorizado que se desprende, se va depositando en la base de los taludes y de acuerdo con la exploración realizada y los ensayos de laboratorio, corresponden a fragmentos de roca de tamaño grava en matriz arenosa, areno limosa y limo arenosa.

De acuerdo con el levantamiento geológico de campo, los resultados de resistencia a compresión simple de las muestras de mano extraídas de la matriz rocosa y con base en la caracterización de discontinuidades, se determinó según la metodología RMR de Bieniawski, que el macizo rocoso del sector K3+960 – K4+000 se clasifica como un macizo Clase III, de calidad media, ya que se obtuvo un puntaje de 50 en la calificación RMR. Para el macizo rocoso del sector K3+760 – K3+780, se obtuvo una valoración de 52, correspondiendo también a un macizo Clase III, de calidad media.

5.3.1 Modelo geológico-Geotécnico

A partir de la exploración geotécnica directa e indirecta, se determina el modelo geológico-geotécnico de cada sector de interés, teniendo en cuenta el material explorado, el levantamiento geológico realizado en cada sector, la descripción y clasificación del macizo rocoso y los ensayos de laboratorio realizados sobre el material de suelo y roca.

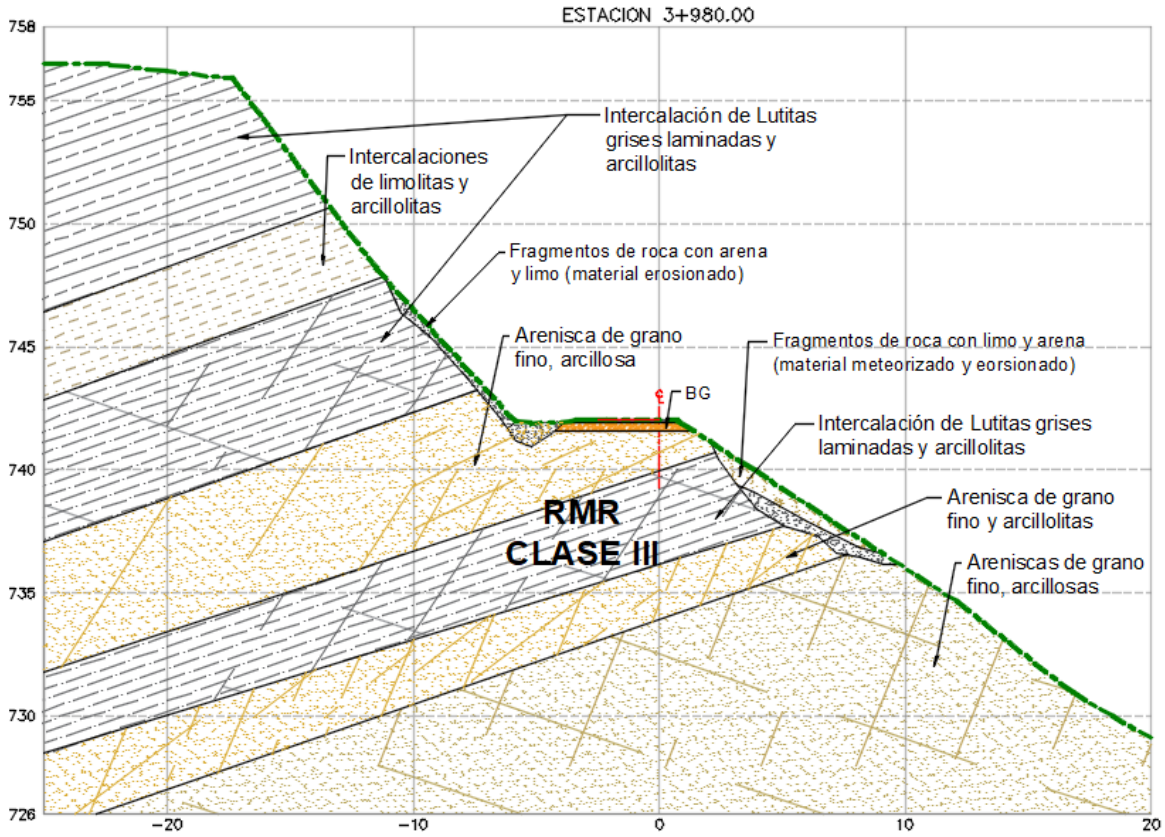


Ilustración 30. Modelo geológico-geotécnico del sector K3+960 – K4+000.

Los parámetros geomecánicos a emplear en el análisis geotécnico para el sector K3+960 – K4+000 corresponden a los resumidos en los perfiles típicos de la exploración 1 (E1), que se muestran en las ilustraciones 15 y 16.

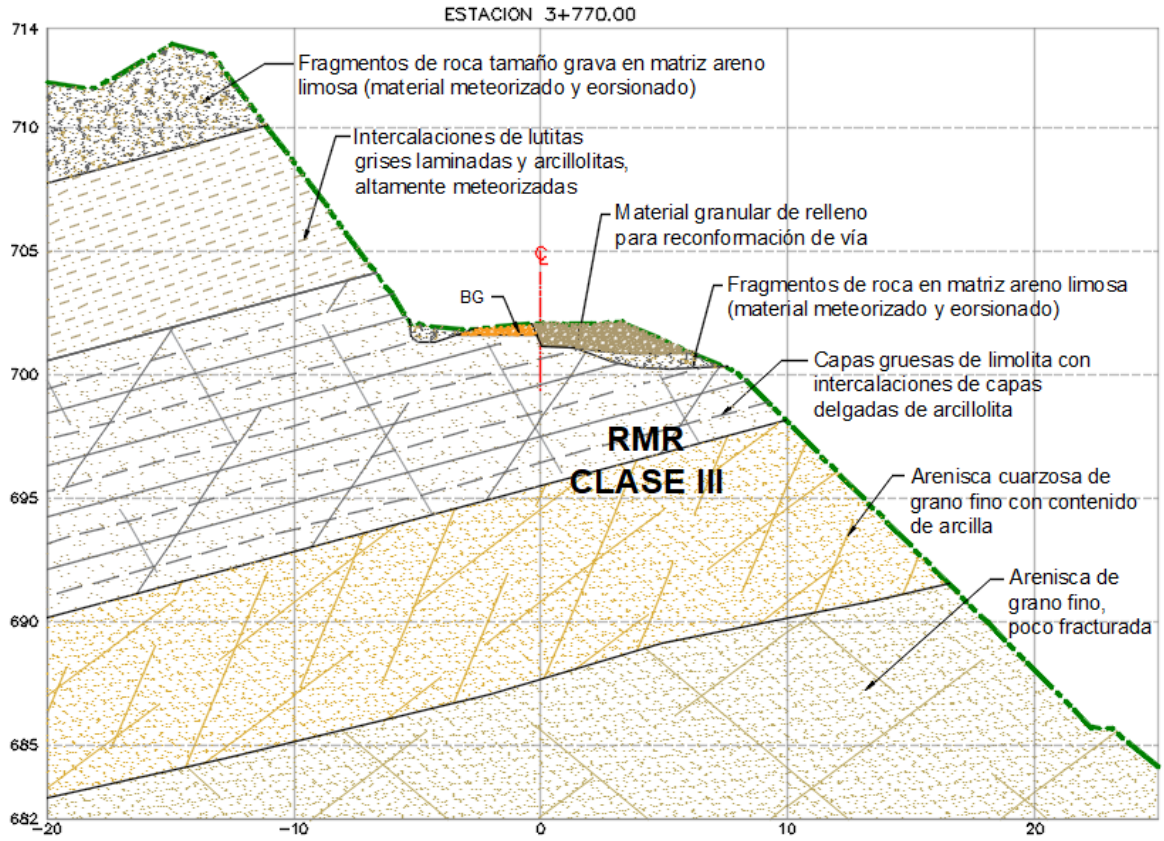


Ilustración 31. Modelo geológico-geotécnico del sector K3+760 – K3+780.

5.4 NIVEL FREÁTICO Y AGUAS SUPERFICIALES

El nivel freático no se encontró durante la exploración geotécnica, ni se observó presencia de aguas superficiales en los sectores inestables y áreas aledañas, teniendo en cuenta que la exploración se realizó en época de escasez de lluvias. De acuerdo con los resultados de laboratorio, la humedad natural de los materiales explorados es baja para el sector del K3+980 donde oscila entre 1 – 17 %, siendo mayor en el margen derecho, sobre el material acumulado por efectos de erosión. En el sector del K3+770 la humedad natural de los materiales explorados es muy baja, oscila entre 1 – 10%.

De acuerdo con las características geológicas, geomorfológicas y topográficas de los sitios de interés, junto con las observaciones de campo, se recomienda implementar obras de control de drenaje superficial, a fin de evitar problemas de erosión pluvial sobre los laterales de la vía y los niveles de roca blanda.

6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

6.1 ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN

De acuerdo con el diagnóstico, la caracterización geotécnica realizada en los sectores de interés, las características topográficas del terreno y de diseño geométrico de la vía, se plantean a nivel de ingeniería básica 4 alternativas de obras de estabilización para los dos sectores críticos del trayecto que conduce al sector de El Mirador, en la vereda Cuarto Unete del municipio de Aguazul. Para estas 4 alternativas se realiza un análisis a partir de una matriz multicriterio donde se analiza cada alternativa y de acuerdo con la ponderación realizada, se define la alternativa más adecuada para la estabilización de los 2 puntos críticos. Las dimensiones de las obras propuestas en cada alternativa, están en función de las características topográficas determinadas con el levantamiento topográfico detallado, el modelo geológico geotécnico determinado para cada sector y el criterio multidisciplinario de especialistas en geotecnia y en ingeniería estructural. Una vez definida la alternativa seleccionada, se realiza el análisis geotécnico detallado.

6.1.1 Alternativa 1: muro en concreto sobre caisson

Como alternativa 1 se propone la construcción de un muro en voladizo en concreto reforzado, de 3.0 m de altura, con cimentación profunda tipo caisson de 1.0 m de diámetro y 3.0 m de longitud, de manera tal que se garantice que al menos 2 m del caisson queden empotrados en roca dura y competente.

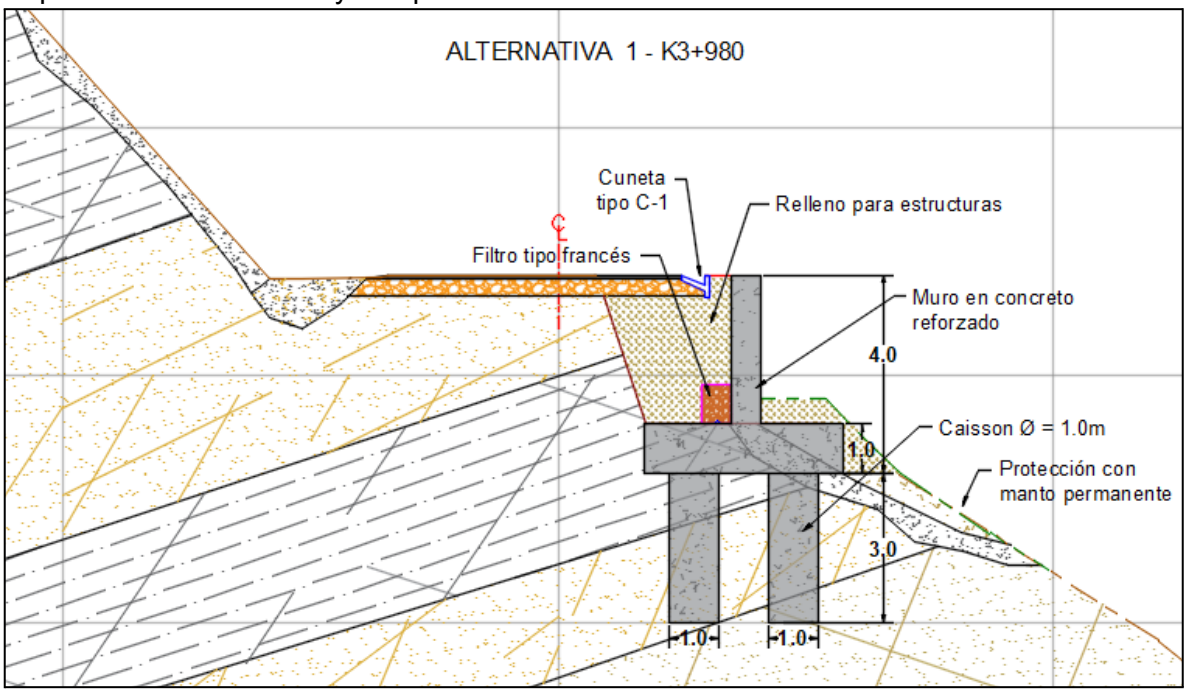


Ilustración 32. Prediseño de obra propuesta Alternativa 1, sector K3+960 – K4+000.

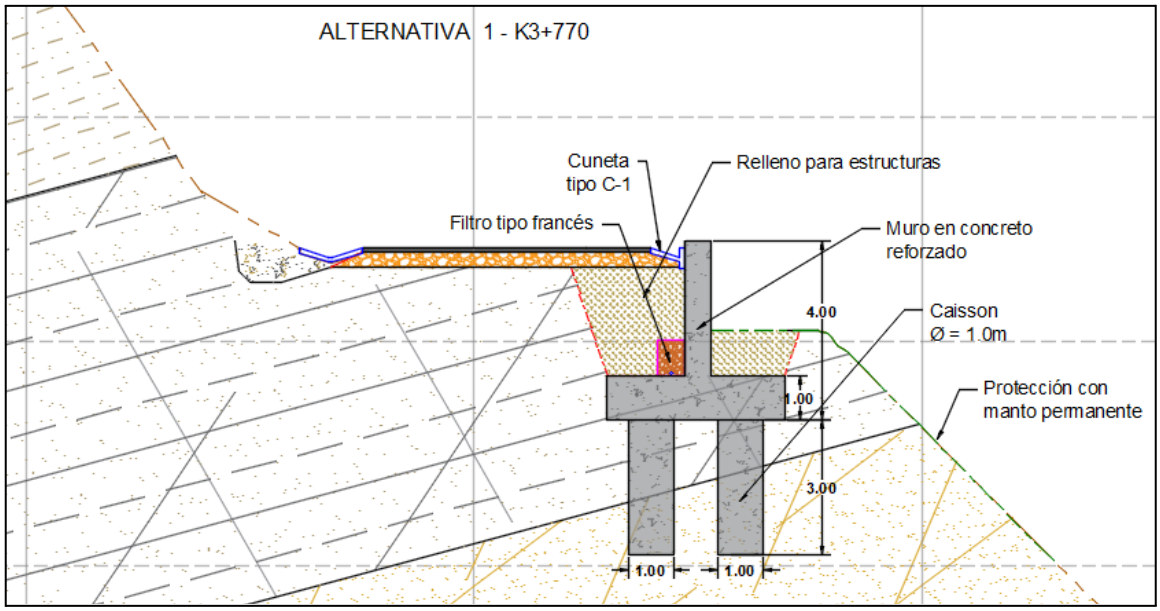


Ilustración 33. Prediseño de obra propuesta Alternativa 1, sector K3+760 – K3+780.

6.1.2 Alternativa 2: muro en concreto sobre pilotes

Como alternativa 2 se propone la construcción de un muro en voladizo en concreto reforzado, de 3.0 m de altura, cimentado sobre pilotes de 0.5 m de diámetro y 5.0 m de longitud, garantizando que los pilotes queden empotrados por lo menos 3.0 m en roca dura y competente.

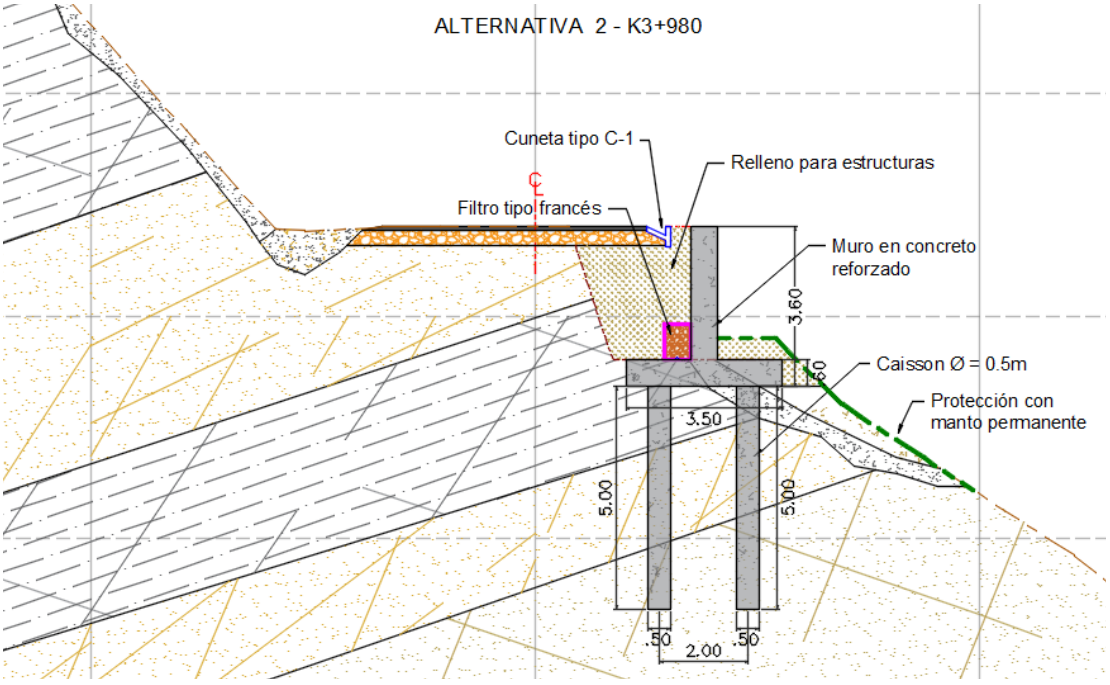


Ilustración 34. Prediseño de obra propuesta Alternativa 2, sector K3+960 – K4+000.

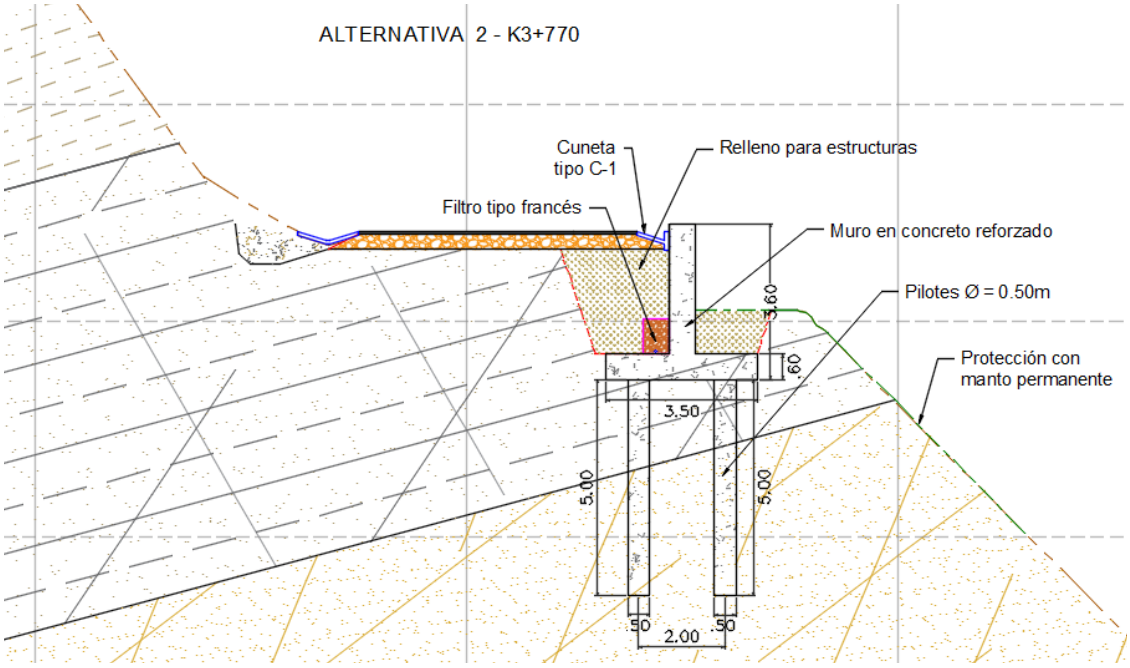


Ilustración 35. Prediseño de obra propuesta Alternativa 2, sector K3+760 – K3+780.

6.1.3 Alternativa 3: viga cabezal cimentada sobre caisson

La alternativa 3 comprende la construcción de una viga cabezal en concreto reforzado, cimentada sobre caisson de 1.0 m de diámetro y 6.0 m de longitud, de manera que por lo menos 2.0 m del caisson queden empotrados en roca dura y competente. La viga cabezal actúa como enlace de los caisson para que actúen como una unidad. Adicionalmente, para efectos de mitigar el empuje del terreno, se propone la construcción de una pantalla de 2 m de altura a partir de la viga cabezal, como se muestra a continuación:

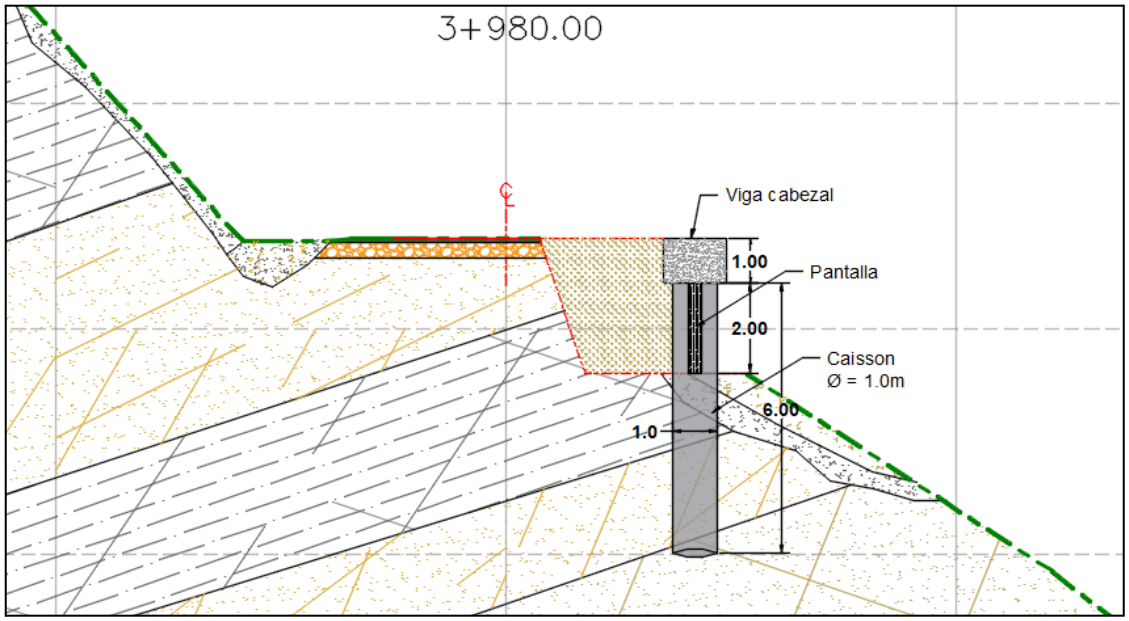


Ilustración 36. Prediseño de obra propuesta Alternativa 3, sector K3+960 – K4+000.

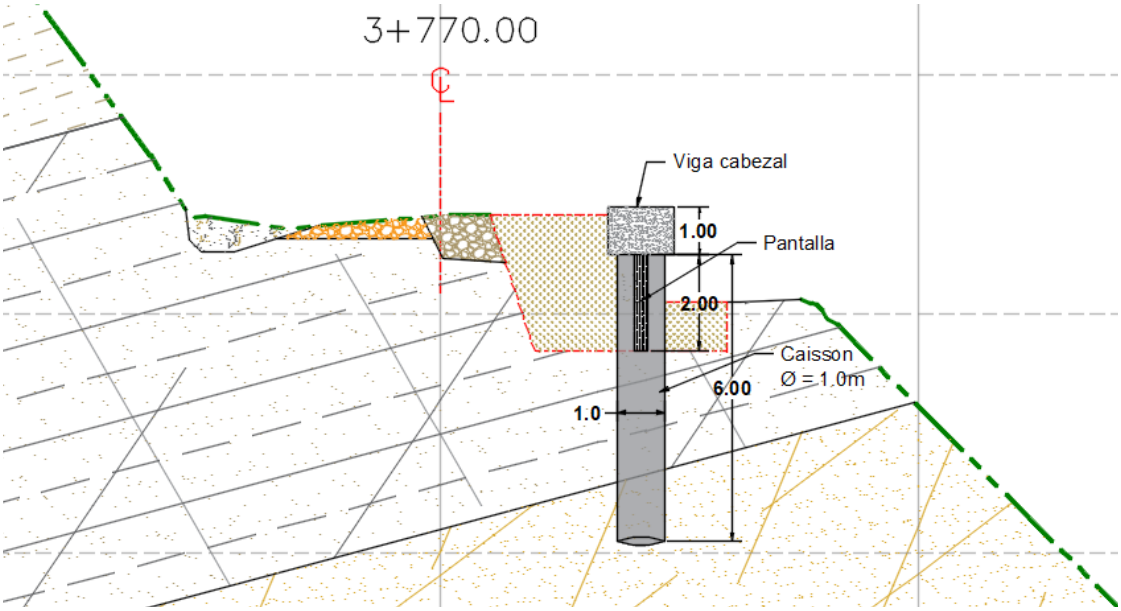


Ilustración 37. Prediseño de obra propuesta Alternativa 3, sector K3+760 – K3+780.

6.1.4 Alternativa 4: Muro en gavión

La alternativa 4 comprende la construcción de un muro en gaviones de 5.0m de altura y ancho en la base de 4.0m, como se muestra a continuación:

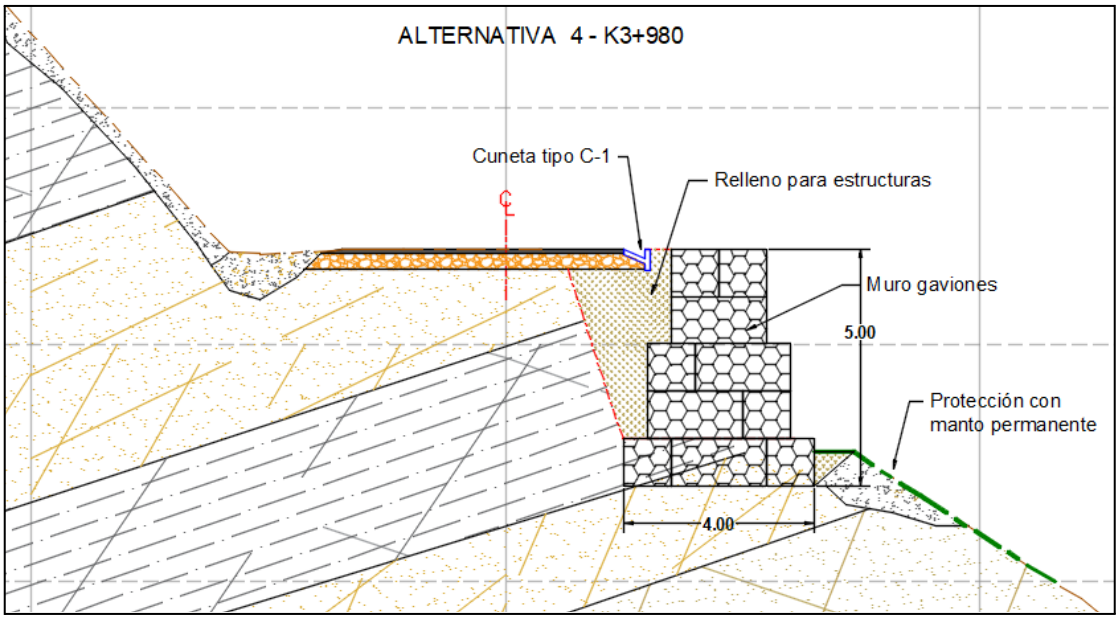


Ilustración 38. Prediseño de obra propuesta Alternativa 4, sector K3+960 – K4+000.

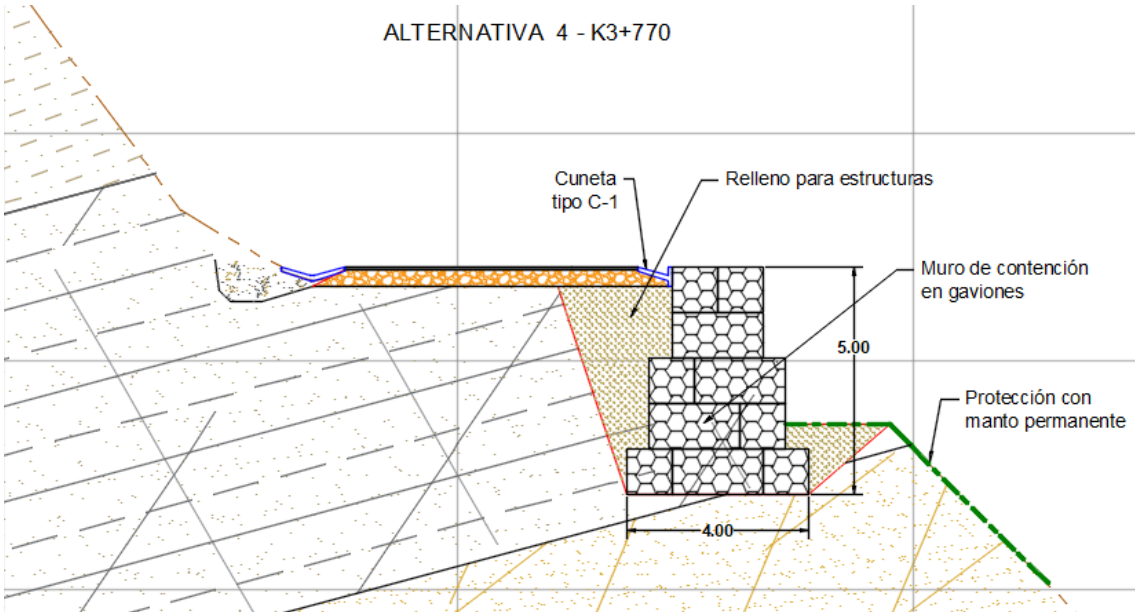


Ilustración 39. Prediseño de obra propuesta Alternativa 4, sector K3+760 – K3+780.

6.2 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

De manera interdisciplinaria se establecieron los aspectos a considerar para la evaluación de las alternativas propuestas, a partir de lo cual se definió una matriz multicriterio donde se tienen en cuenta los siguientes ítems y ponderaciones:

ÍTEM	ASPECTO CONSIDERADO	BUENO	REGULAR	MALO
1	Durabilidad y estabilidad a largo plazo de la obra	25	15	5
2	Facilidad constructiva / Uso equipos especializados	25	15	5
3	Tiempo de ejecución	30	15	5
4	Costo de la obra	30	15	5
5	Impacto ambiental	15	10	5

Tabla 8. Matriz para análisis multicriterio de alternativas propuestas.

Alternativa No	Aspectos considerados
ALTERNATIVA No 1 Muro en concreto sobre caisson ϕ=1.0m	Este tipo de obras ofrecen gran durabilidad y estabilidad. Esta configuración es capaz de soportar solicitaciones muy altas. Calificación: BUENO La cimentación sobre caisson no requiere de equipos especializados. Calificación: BUENO El tiempo de construcción es alto respecto a otras alternativas debido la cantidad de caisson y a las altas dimensiones y cuantías requeridas. Calificación: MALO El costo de este tipo de obras es el más alto de las 4 alternativas analizadas por las secciones y cuantías requeridas. Calificación: MALO El impacto ambiental es el más alto de las 4 alternativas analizadas. Calificación: MALO **Puntaje = 65 PUNTOS**
ALTERNATIVA No 2 Muro en concreto sobre pilotes ϕ=0.50m	Este tipo de obras ofrecen gran durabilidad y estabilidad. Esta configuración es capaz de soportar solicitaciones altas. Calificación: BUENO La cimentación con pilotes requiere de equipos especializados que dificultan la ejecución de la obra. Calificación: MALO El tiempo de construcción es menor que el muro sobre caisson, y es similar al de las otras alternativas. Calificación: REGULAR El costo de este tipo de obras es menor que el muro sobre caisson, pero es más alto las otras 2 alternativas. Calificación: REGULAR El impacto ambiental es menor que el muro sobre caisson, pero es más alto las otras 2 alternativas. Calificación: REGULAR

	Puntaje = 75 PUNTOS
ALTERNATIVA No 3 Viga cabezal sobre caisson ϕ=1.0m	Este tipo de obras ofrecen gran durabilidad y estabilidad. Esta configuración es capaz de soportar solicitaciones altas. Calificación: BUENO La cimentación sobre caisson no requiere de equipos especializados. Calificación: BUENO El tiempo de construcción es menor que el muro sobre caisson, y es similar al de las otras alternativas. Calificación: REGULAR El costo de este tipo de obras es menor que el muro sobre caisson y que el muro sobre pilotes. Calificación: BUENO El impacto ambiental es menor que el muro sobre caisson y que el muro sobre pilotes. Calificación: REGULAR **Puntaje = 105 PUNTOS**
ALTERNATIVA No 4 Muro en gaviones	Este tipo de obras ofrecen durabilidad moderada. La estabilidad del talud es difícil de alcanzar en algunas ocasiones debido al alto peso de la estructura de contención. Calificación: MALO La construcción del muro en gaviones no requiere de equipos especializados. Calificación: BUENO El tiempo de construcción es menor que el muro sobre caisson, y es similar al de las otras alternativas. Sin embargo, el procedimiento constructivo y la dimensión de las excavaciones requeridas, impedirían el tránsito vehicular durante el tiempo de duración de la obra. Calificación: MALO El costo de este tipo de obras es menor que el muro sobre caisson y que el muro sobre pilotes. Calificación: BUENO

	El impacto ambiental es menor que el muro sobre caisson y que el muro sobre pilotes. Calificación: REGULAR **Puntaje = 75 PUNTOS**

Tabla 9. Evaluación multicriterio de alternativas propuestas.

De acuerdo a lo anterior, el análisis de alternativas arrojó que la Alternativa No 3 Viga cabezal sobre caisson ϕ=1.00m, es la alternativa con la calificación más alta, obteniendo 105 puntos de los 125 puntos posibles según se muestra a continuación:

Alternativa No	Descripción	Puntaje Obtenido
1	Muro en concreto sobre caisson ϕ=1.0m	65 puntos
2	Muro en concreto sobre pilotes ϕ=0.50m	75 puntos
3	**Viga cabezal sobre caisson ϕ=1.0m**	**105 puntos**
4	Muro en gaviones	75 puntos

Tabla 10. Puntaje obtenido de la evaluación de alternativas.

6.2.1 Alternativa seleccionada

Con base al análisis de alternativas realizado, se determinó que la Alternativa No 3 Viga cabezal sobre caisson, corresponde a la opción más viable desde el punto de vista técnico, constructivo, ambiental y económico, razón por la cual se toma esta opción como la alternativa seleccionada y se realiza a continuación el análisis geotécnico detallado.

6.3 CAPACIDAD DE CARGA CIMENTACIÓN PROFUNDA

A continuación se presenta la estimación de la capacidad de carga para cimentación profunda, para los estados límite de resistencia de acuerdo con la metodología establecida en el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14. Teniendo en cuenta que los caisson quedarán embebidos mayormente en roca, y que trabajarán por punta y por fricción se utiliza la metodología sugerida para estimación de resistencia del eje perforado en roca, empleando los factores de resistencia sugeridos en el CCP-14.

Método/Suelo/Condición			Factor de Resistencia
Resistencia nominal a la compresión axial de pilotes	Resistencia por Fuste en roca	Horvath and Kenney (1979) O'Neill and Reese (1999)	**0,55**

perforados individuales, φ_{stat}	Resistencia por Punta en roca	O'Neill and Reese 1999	**0,50**

Fuente: Tomado de Tabla 10.5.5.2.4-1 – Factores de resistencia para la resistencia geotécnica de pilotes perforados. CCP-14.

Tabla 11. Factores de Resistencia para pilotes perforados en roca.

En el Anexo 4 se presenta la memoria de cálculo de la Resistencia de punta de la unidad del caisson (q_p) y la Resistencia lateral de la unidad del caisson (q_s), para la alternativa seleccionada en los 2 sectores de interés.

La resistencia mayorada (R_R) del caisson para el estado límite de resistencia última se calcula según la norma CCP-14 así:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s$$

En la cual:

$$R_p = q_p A_p$$
$$R_s = q_s A_s$$

Donde:

R_p: Resistencia de punta nominal del eje.
R_s: Resistencia lateral nominal del eje.
φ_{qp}: Factor de resistencia por punta.
φ_{qs}: Factor de resistencia lateral.
q_p: Unidad de resistencia de punta.
q_s: Unidad de resistencia lateral.
A_p: Área de la punta del eje.
A_s: Área de superficie lateral del eje.

Teniendo en cuenta los requerimientos de diseño estructural, se plantean 2 alternativas de diámetro para los caisson, de 1.0 m y 1.2 m, a fin de que a partir de las solicitaciones y el desempeño de dichos elementos, se seleccione la más adecuada en términos de desempeño estructural. A continuación se presenta el desglose del cálculo de la resistencia para los estados límite para la alternativa de caisson de 1.0 m de diámetro y en la Tabla 12 se presenta el resumen de los valores de Resistencia para las 2 alternativas de diámetro consideradas.

6.3.1 Sector K3+960 – K4+000

Nota: De acuerdo con la implantación en el modelo geológico-geotécnico, se consideran 3m empotrados en roca.

$$R_s = q_s A_s = 430,44\ x\ \pi\ x\ 1,0\ x\ 3 = 4056,8\ KN$$

$$R_p = q_p A_p = 30000,7\ x\ \pi\left(\frac{1,0^2}{4}\right) = 23562,5\ KN$$

- **Estado Límite de Resistencia I**

Según el numeral 10.5.5.2.4 y la Tabla 10.5.5.2.4-1 del CCP-14, la resistencia para el Estado límite de Resistencia I se calcula:

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (23562,5\ x\ 0,5) + (4056,8\ x\ 0,55) = 14012,5\ KN$$

- La resistencia geotécnica horizontal, se calcula de acuerdo con la Tabla 10.5.5.2.4-1 del CCP-14, asumiendo un factor de resistencia de 1.0 para todo tipo de materiales.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (23562,5\ x\ 1,0) + (4056,8\ x\ 1,0) = 27619,3\ KN$$

- **Estado límite de Servicio I**

De acuerdo con lo dispuesto en el numeral 10.5.5.1 del CCP-14, los factores de resistencia para los estados límites de servicio se toman como 1.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (23562,5\ x\ 1,0) + (4056,8\ x\ 1,0) = 27619,3\ KN$$

- **Estado límite de Evento extremo I**

Según el numeral 10.5.5.3.3 del CCP-14, los factores de resistencia para los estados límite de evento extremo, incluyendo el diseño de las cimentaciones para resistir fuerzas sísmicas, de hielo, cargas de impacto de embarcaciones o vehículos, deben tomarse igual a 1.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (23562,5\ x\ 1,0) + (4056,8\ x\ 1,0) = 27619,3\ KN$$

- En el numeral 10.5.5.3.2. Se establece que el factor de resistencia al **levantamiento** de los pilotes debe tomarse como 0,8 o menor.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (23562,5\ x\ 0,8) + (4056,8\ x\ 0,8) = 22095,4\ KN$$

6.3.2 Sector K3+760 – K3+780

Nota: De acuerdo con la implantación en el modelo geológico-geotécnico, se consideran 4m empotrados en roca, los cuales estarán mayormente embebidos sobre el nivel de limolitas.

La Resistencia del eje perforado en roca, calculado según la metodología del CCP-14 es:

$$R_s = q_s A_s = 615,26\ x\ \pi\ x\ 1,0\ x\ 4 = 7731,6\ KN$$

$$R_p = q_p A_p = 45000\ x\ \pi\left(\frac{1,0^2}{4}\right) = 35342,9\ KN$$

- **Estado Límite de Resistencia I**

Según el numeral 10.5.5.2.4 y la Tabla 10.5.5.2.4-1 del CCP-14, la resistencia para el Estado límite de Resistencia I se calcula:

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (35342,9\ x\ 0,5) + (7731,6\ x\ 0,55) = 21923,8\ KN$$

- La resistencia geotécnica horizontal, se calcula de acuerdo con la Tabla 10.5.5.2.4-1 del CCP-14, asumiendo un factor de resistencia de 1.0 para todo tipo de materiales.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (35342,9\ x\ 1,0) + (7731,6\ x\ 1,0) = 43074,5\ KN$$

- **Estado límite de Servicio I**

De acuerdo con lo dispuesto en el numeral 10.5.5.1 del CCP-14, los factores de resistencia para los estados límites de servicio se toman como 1.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (35342,9\ x\ 1,0) + (7731,6\ x\ 1,0) = 43074,5\ KN$$

- **Estado límite de Evento extremo I**

Según el numeral 10.5.5.3.3 del CCP-14, los factores de resistencia para los estados límite de evento extremo, incluyendo el diseño de las cimentaciones para resistir fuerzas

sísmicas, de hielo, cargas de impacto de embarcaciones o vehículos, deben tomarse igual a 1.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (35342,9\ x\ 1,0) + (7731,6\ x\ 1,0) = 43074,5\ KN$$

- En el numeral 10.5.5.3.2. se establece que el factor de resistencia al **levantamiento** de los pilotes debe tomarse como 0,8 o menor.

$$R_R = \varphi_{qp} R_P + \varphi_{qs} R_S = (35342,9\ x\ 0,8) + (7731,6\ x\ 0,8) = 34459,6\ KN$$

SECTOR	Longitud total (m)	Longitud empotrada en roca (m)	Diámetro (m)	Resistencia lateral qs (KN/m^2)	Resistencia de punta qp (KN/m^2)	Rs (KN)	Rp (KN)	Resistencia (KN)	Servicio (KN)	Evento Extremo (KN)	Levantamiento (KN)
K3+960 -	6	3	1	430,4	30000,7	4056,8	23562,5	14012,5	27619,3	27619,3	22095,4
K3+400	6	3	1,2	430,4	30000,7	4868,2	33929,9	19642,5	38798,1	38798,1	31038,5
K3+760 -	6	4	1	615,3	45000,0	7731,6	35342,9	21923,8	43074,5	43074,5	34459,6
K3+780	6	4	1,2	615,3	45000,0	9277,9	50893,8	30549,8	60171,7	60171,7	48137,4

Tabla 12. Resumen de la Capacidad de carga del caisson para estados límites de resistencia.

6.4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La consideración de la interacción suelo–estructura en el diseño de fundaciones permite establecer la respuesta del suelo de fundación ante la presencia de las estructuras de cimentación; lo que conlleva a la determinación de deflexiones, momentos flectores y fuerzas cortantes. A continuación, se determinan los parámetros que representan la respuesta del suelo de fundación ante la presencia de las cimentaciones.

6.4.1 Módulos de Reacción del suelo

El Módulo de Reacción del suelo es un parámetro que permite calcular los esfuerzos y deformaciones en la interacción suelo–estructura. Para el caso de cimentaciones profundas se trata de la relación suelo-pilote.

- **MODULO DE REACCIÓN HORIZONTAL (kh)**

z embebido	L embebido	D	kh(HN) kN/m2	kh(SAT) kN/m2
0,10	6,00	1,00	1.149,25	1.169,28
0,50	6,00	1,00	5.301,96	5.308,26
1,00	6,00	1,00	10.242,72	10.184,04
1,50	6,00	1,00	15.055,74	14.908,92
2,00	6,00	1,00	19.787,63	19.538,38
2,50	6,00	1,00	24.460,11	24.098,16
3,00	6,00	1,00	29.085,77	28.603,18
3,50	6,00	1,00	33.672,86	33.063,15
4,00	6,00	1,00	38.227,19	37.484,93
4,50	6,00	1,00	42.753,06	41.873,57
5,00	6,00	1,00	47.253,81	46.233,00
5,50	6,00	1,00	51.732,08	50.566,30
6,00	6,00	1,00	56.190,00	54.876,00

Tabla 13. Valores del módulo de reacción horizontal, caisson L=6m, Φ=1m.

z embebido	L embebido	D	kh(HN) kN/m2	kh(SAT) kN/m2
0,10	6,00	1,20	957,71	974,40
0,50	6,00	1,20	4.418,30	4.423,55
1,00	6,00	1,20	8.535,60	8.486,70
1,50	6,00	1,20	12.546,45	12.424,10
2,00	6,00	1,20	16.489,69	16.281,98
2,50	6,00	1,20	20.383,42	20.081,80
3,00	6,00	1,20	24.238,14	23.835,98
3,50	6,00	1,20	28.060,72	27.552,63
4,00	6,00	1,20	31.855,99	31.237,44
4,50	6,00	1,20	35.627,55	34.894,65
5,00	6,00	1,20	39.378,18	38.527,50
5,50	6,00	1,20	43.110,06	42.138,59
6,00	6,00	1,20	46.825,00	45.730,00

Tabla 14. Valores del módulo de reacción horizontal, caisson L=6m, Φ=1.2m.

- **MODULO DE REACCIÓN VERTICAL (ks)**

Se obtiene a partir de la metodología planteada por Manuel Delgado Vargas, 1998, en su libro *Interacción Suelo – Estructura*, donde a partir de la recopilación de los métodos propuestos por diversos autores, se obtiene el módulo de reacción vertical mediante la siguiente ecuación:

$$Ks = k_{s1} * \left(0,65 * \frac{B_p}{D} * C_f\right) * \left(\frac{E_s * D^4}{E * I}\right)^{1/12} \qquad \text{donde:} \quad k_{s1} = \frac{E_0}{B_p} * \left(\frac{1}{C_f}\right) * \left(\frac{1-2v}{(1-v)^2}\right)$$

Ks1: Módulo de Reacción

Eo: Módulo Edométrico del suelo
Es: Módulo Elástico del suelo
E: Módulo Elástico del pilote
D: Diámetro del pilote
I: Momento de inercia de la sección del pilote
v: Relación de Poisson

Módulo Edométrico Eo	Relac Poisson (v)	Bp	1/Cf	ks1 kN/m^3	Cf	Módulo Elástico Es	D	I	ks kN/m^3
644112	0,25	0,3	1,12	2137498	0,89	536760	1,0	0,0491	**353892**
644112	0,25	0,3	1,12	2137498	0,89	536760	1,2	0,1018	**294910**

Tabla 15. Valores del módulo vertical de reacción del suelo, sector K3+980.

Módulo Edométrico Eo	Relac Poisson (v)	Bp	1/Cf	ks1 kN/m^3	Cf	Módulo Elástico Es	D	I	ks kN/m^3
1658808	0,25	0,3	1,12	5504785	0,89	1382340	1,0	0,0491	**986147**
1658808	0,25	0,3	1,12	5504785	0,89	1382340	1,2	0,1018	**821789**

Tabla 16. Valores del módulo vertical de reacción del suelo, sector K3+770.

6.4.1.1 Cálculo de esfuerzos y momentos en pilotes por el método matricial

Dado que los pilotes son estructuras que se ven sometidas a cargas laterales, se hace importante determinar los esfuerzos y momentos de flexión que actúan sobre éstos. Una vez determinados los esfuerzos que actúan en la cabeza del pilote, se deberán realizar los chequeos de desplazamiento, fuerzas cortantes y momentos en pilotes, para cada apoyo.

El chequeo de desplazamiento, fuerzas cortantes y momentos, se presenta en el Anexo 5.

6.4.2 Asentamiento de pilas perforadas

En roca: El asentamiento se calcula como:

$$s = s_e + s_b$$

Donde:

s_e: compresión elástica del pilote perforado dentro del empotramiento suponiendo resistencia lateral nula.
s_b: asentamiento de la base.

$$s_e = \frac{Q_u L}{A_p E_p}$$

y

$$s_b = \frac{Q_u I_f}{D E_m}$$

Donde,

Q_u: carga ultima basada sólo en la resistencia lateral.
A_p: área de la sección transversal de la pila perforada en el empotramiento
E_p: módulo de Young del concreto y acero de refuerzo en la pila
E_m: módulo de Young de la masa de roca en que se está perforando el empotramiento.
I_f: coeficiente de influencia elástico.

L total (m)	L empotrada (m)	Qu (KN)	D (m)	Ap (m2)	Ep (Kpa)	Em (Kpa)	L/D	Ep/Em	If	Se (mm)	Sb (mm)	**St (mm)**
6,0	3,0	4056,8	1	0,79	2,E+07	537000	3,00	37,24	0,35	0,775	2,64	***3,42***
6,0	3,0	4056,8	1,2	0,79	2,E+07	537000	2,50	37,24	0,35	0,775	2,20	***2,98***

Tabla 17. Asentamiento de pilas perforadas, sector K3+960 – K4+000.

L total (m)	L empotrada (m)	Qu (KN)	D (m)	Ap (m2)	Ep (Kpa)	Em (Kpa)	L/D	Ep/Em	If	Se (mm)	Sb (mm)	**St (mm)**
6,0	4,0	7731,6	1	0,79	2,E+07	1382300	4,00	14,47	0,41	1,969	2,29	***4,26***
6,0	4,0	7731,6	1,2	0,79	2,E+07	1382300	3,33	14,47	0,41	1,969	1,91	***3,88***

Tabla 18. Asentamiento de pilas perforadas, sector K3+760 – K3+780.

Los valores de asentamiento estimados son bajos ya que no superan los 5 mm, por lo tanto, se considera que estos son permisibles y no influirán desfavorablemente en la estabilidad de la estructura proyectada.

6.5 EXCAVACIONES Y RELLENOS

6.5.1 Excavaciones

Para cualquier excavación que forme parte de una construcción se requiere investigar la estabilidad de sus taludes, sus deformaciones y la posibilidad de falla de fondo, para ello

se dan las recomendaciones necesarias para la excavación y los parámetros para el diseño de las estructuras de contención.[1]

Las excavaciones y los cortes necesarios para la adecuación del terreno que se requieran para la construcción de las obras de estabilización proyectadas, deben planearse preferiblemente en período seco. Teniendo en cuenta la implantación de las obras de la alternativa seleccionada, se recomienda que el corte que se realice en el borde de la calzada tenga una pendiente 3V:1H, a fin de garantizar un ancho mínimo de 3 m de operación durante la ejecución de los trabajos y a su vez, la estabilidad del talud de corte. Los análisis para chequear la condición de estabilidad de la excavación proyectada en la etapa constructiva, se presentan en el numeral 7.1.

6.5.2 Rellenos

Los materiales a emplear como rellenos para estructuras, deberán cumplir con las especificaciones técnicas y requisitos mínimos consignados en el Artículo 610-22 Rellenos para estructuras, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS, 2022. Adicionalmente se recomienda que el material de relleno para estructuras sea compactado en capas no mayores a 15 cm de espesor, hasta alcanzar la densidad seca máxima con un grado de compactación individual mayor o igual al 90% ($GC_i \geq 90\%$) del Proctor modificado.

La compactación de las capas de material filtrante, se considera satisfactoria cuando no haya evidencia visible de consolidación adicional al paso del equipo de compactación.

- **Material de Recebo**

En caso de emplearse material tipo Recebo como material de relleno para estructuras, deberá cumplir con las especificaciones del Artículo 610 Rellenos para estructuras de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2022 del INVIAS.

[1] Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente

Característica	Norma de ensayo	Requisito	
		Recebo tipo 1	Recebo tipo 2
Dureza (O)			
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500) revoluciones (%)	INV E-218	50	65
Limpieza (F)			
Límite líquido, máximo (%)	INV E-125	45	45
Índice de plasticidad, máximo (%)	INV E-125 e INV E-126	10	12
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	INV E-121 / UNE 103204	1,0	1,0
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0
Resistencia del material (F)			
CBR de laboratorio, mínimo (%) (Nota)	INV E-148	10	10
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0
Nota: los valores de CBR y expansión indicados en estos requisitos están asociados al grado de compactación mínimo especificado (numeral 610.5.2.2.1); el CBR y la expansión se deben medir sobre muestras sometidas previamente a cuatro días (4 d) de inmersión.			

Fuente: Tabla 610 – 1 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tabla 19. Requisitos de calidad para material de Recebo como relleno para estructuras.

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S *Standard*)				
	75	38	25,0	4,75	0,075
	3 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	Nro. 4	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)				
RE-75	100	-	70 – 100	30 – 75	5 – 30
RE-38	-	100	70 – 100	30 – 75	5 – 30
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	7 %			6 %	3 %

Fuente: Tabla 610 – 2 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tabla 20. Franjas granulométricas para material de Recebo como relleno para estructuras.

- **Material granular tipo BG o SBG**

Para el caso de material granular tipo BG o SBG, estos deberán cumplir con los requisitos de calidad y franjas granulométricas que se muestran a continuación, además de las recomendaciones adicionales consignadas en el Artículo 610 Rellenos para estructuras de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2022 del INVIAS.

Característica	Norma de ensayo INV	Requisito	
		Tipo SBG	Tipo BG
Dureza (O)			
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500) revoluciones	E-218	50	40
Durabilidad (O)			
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%) (Nota) - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	E-220	 12 18	 12 18
Limpieza (F)			
Límite líquido, máximo (%)	E-125	25	25
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-125 y E-126	6	3
Equivalente de arena, mínimo (%)	E-133	25	30
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%)	E-211	2	2
Geometría de las Partículas (F)			
Índices de alargamiento y aplanamiento, máximo (%)	E-230	-	35
Caras fracturadas (una cara), mínimo (%)	E-227	-	50

Nota: se puede validar el requisito de durabilidad, empleando cualquiera de los dos (2) sulfatos indicados.

Fuente: Tabla 610 – 3 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tabla 21. Requisitos de calidad para materiales tipo SBG o BG como rellenos para estructuras.

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S. *Standard*									
	50,0	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75	2,00	0,425	0,075
	2 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	¾ Pulgada	½ Pulgada	3/8 Pulgada	Nro. 4	Nro. 10	Nro. 40	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)									
SGB-50	100	70 – 95	60 – 90	-	45 – 75	40 – 70	25 – 55	15 – 40	6 – 25	2 – 15
SGB-38	-	100	75 – 95	-	55 – 85	45 – 75	30 – 60	20 – 45	8 – 30	2 – 15
SGB-20	-	-	-	100	60 – 87	50 – 80	35 – 65	24 – 49	8 – 30	2 – 15
BG-38	-	100	70 – 100	-	60 – 90	45 – 75	30 – 60	20 – 45	10 – 30	5 – 15
BG-25	-	-	100	-	70 – 100	50 – 80	35 – 65	20 – 45	10 – 30	5 – 15
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %					6 %			3 %

Fuente: Tabla 610 – 4 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tabla 22. Franjas granulométricas para materiales tipo SBG o BG como rellenos para estructuras.

- **Material granular filtrante**

Para el material granular a emplear en la construcción de filtros, se recomienda que cumpla con los requisitos de calidad y franjas granulométricas consignadas en el Artículo 610 Rellenos para estructuras de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2022 del INVIAS.

Característica	Norma de ensayo INV	Requisito
Dureza (O)		
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500) revoluciones (%)	E-218	50
Durabilidad (O)		
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%) (Nota) - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	E-220	 12 18
Limpieza (F)		
Límite líquido, máximo (%)	E-125	No plástico
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-125 y E-126	No plástico
Equivalente de arena, mínimo (%)	E-133	25
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%)	E-211	2

Nota: se puede validar el requisito de durabilidad, empleando cualquiera de los dos (2) sulfatos indicados.

Fuente: Tabla 610 – 5 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tabla 23. Requisitos de los agregados para material granular filtrante.

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S. *Standard*)											
	150	100	75	50	25,0	12,5	9,5	4,75	2,00	0,600	0,150	0,075
	6 Pulgadas	4 Pulgadas	3 Pulgadas	2 Pulgadas	1 Pulgada	1/2 Pulgada	3/8 Pulgada	Nro. 4	Nro. 10	Nro. 30	Nro. 100	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)											
MF-150	100	90 – 100	80 – 100	70 – 95	60 – 80	40 – 70	-	10 – 20	0	-	-	-
MF-75	-	-	100	-	91 – 97	-	79 – 90	66 – 80	-	0 – 40	0 – 8	0 – 2
MF-50				100	70 – 90	55 – 80	-	35 – 65	25 – 50	15 – 30	0 – 3	0 – 2

Fuente: Tabla 610 – 6 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tabla 24. Franjas granulométricas para material granular filtrante.

6.5.3 Coeficiente de Presión de Tierras Activo (Ka) y Pasivo (Kp).

Descripcion	Estado Activo	Estado Pasivo
Coulomb		
Estatico	$ka = 1-sen\phi/1+sen\phi$	$kp = 1+sen\phi/1-sen\phi$
$\alpha=\pi/2$	$ka = \tan^2(\pi/4-\phi/2)$	$kp = \tan2\ (\pi/4+\phi/2)$
$\delta'=\beta=0$		
Mononobe-Okabe		
Analisis	$ka = (1-a_v)sen^2(\alpha+\phi-\psi)/D_A cos\phi sen^2\alpha sen(\alpha-\delta'-\psi)$	$kp = sen^2(\alpha-\phi)/D_P sen^2\alpha sen(\alpha+\delta')$
pseudo-estatico	$D_A = (1+\ sen(\phi+\delta')sen(\phi-\beta-\psi)/sen(\alpha-\delta')sen(\alpha+\beta))^2$	$D_P= (1-\ sen(\phi+\delta')sen(\phi+\beta)/sen(\alpha+\delta')sen(\alpha+\beta))^2$
Donde		
$\psi = \tan^{-1}(a_h/1-a_v)$		
β = angulo del terreno con la horizontal		
α = angulo de la cara del muro con la horizontal		
δ' = angulo de las fuerzas con la cara normal a la cara del muro		
a_h = aceleracion horizontal del terreno, debida a sismo		
a_v = aceleracion vertical del terreno, debida a sismo		

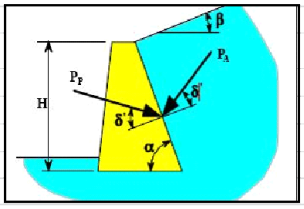


Tabla 25. Cálculo del coeficiente de presión de tierras (ka, kp).

Los coeficientes de tierras activo y pasivo calculados según Coulomb y Mononobe – Okabe se presentan en la Tabla 26.

	Ø	COULOMB		Mononobe-Okabe	
		ka	kp	ka	kp
K3+980	18	0,53	1,89	0,73	1,89
	44	0,18	5,55	0,38	5,55
K3+770	23	0,44	2,28	0,63	2,28
	51	0,13	7,97	0,32	7,97

Tabla 26. Valores de Ka y Kp.

6.6 PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO

Con base en los resultados obtenidos de los trabajos de investigación del subsuelo y de acuerdo con el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14, ubican el área de estudio en una Zona de Desempeño Sísmico IV.

PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO	VALOR
Perfil Tipo de Suelo.	C
Factor de Sitio (F_{pga}).	1,00
Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA).	0,45
Factor de Sitio en el intervalo de periodos de vibración cortos del espectro de aceleraciones (F_a).	1,00

Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 0,2 segundos (S_s).	1,00
Factor de Sitio (F_v).	1,30
S_{D1}	0,65
S_{DS}	1,00
Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 1,0 segundos (S_1).	0,50
Periodo de vibración del modo de vibración m (Tm).	0,39
Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica (C_{sm}).	1,00
Zona de Desempeño Sísmico.	**4**

Tabla 27. Parámetros de movimientos sísmicos de diseño.

6.6.1 Coeficientes sísmicos para análisis de estabilidad

- **Componente Horizontal para análisis seudo estático de taludes**

El coeficiente sísmico para estabilidad de laderas se calcula teniendo en cuenta lo indicado por la NSR-10, específicamente en la Tabla H.5.2-1 Valores de KST/Amax mínimos para análisis seudo estático de taludes.

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Tabla H.5.2-1 Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis seudo estático de taludes, NSR-10.

Tabla 28. Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis Pseudoestático de taludes.

Aceleración máxima en superficie (Aceleración Pico Horizontal del Terreno PGA, de acuerdo con el CCP-14) = 0,45 g

A_{max} = 0,45 g
K_{ST}/A_{max} = 0,80

K_{ST} = 0,80 * A_{max}
K_{ST} = 0,80 * 0,45 g = 0,36 g

Coeficiente sísmico horizontal de diseño para análisis Pseudoestático de taludes= 0,36 g.

- **Componente vertical para análisis seudo estático de taludes**

De acuerdo con lo establecido en el numeral A.2.8.1 del título A de la NSR-10, se toma como componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales.

K_{ST}*2/3 = 0,36 * 2/3 = 0,24 g

Coeficiente sísmico vertical de diseño para análisis pseudoestático de taludes = 0,24 g.

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Teniendo en cuenta la alternativa de estabilización seleccionada para los 2 sectores críticos, se requiere realizar cortes de adecuación del terreno para la construcción de las obras, por lo tanto, se realiza el análisis de estabilidad de los cortes con la geometría propuesta, a fin de analizar las condiciones de estabilidad de los mismos. Adicionalmente se realiza el análisis de estabilidad para la alternativa seleccionada en etapa de diseño, a fin de evaluar la condición de estabilidad final una vez implantadas las obras.

Los análisis de estabilidad se realizan en el programa Slide v.5.0, donde se modelan las geometrías de excavación y las obras propuestas, teniendo en cuenta condiciones estáticas y las condiciones más críticas como ocurrencia de sismo y presión de poros mediante el parámetro Ru; adicionalmente se consideran las sobrecargas por tránsito vehicular. Para los análisis se utiliza el Método de Bishop simplificado, con el cual se definirá la condición de estabilidad de la situación modelada.

Los análisis deberán satisfacer los factores de seguridad mínimos requeridos según la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10. Para el caso de las excavaciones o cortes durante la etapa constructiva, se consideran los factores de seguridad de Construcción que son de 1.00 en condición seudo estática y 1.25 para análisis en condición estática. Para el caso del análisis con la alternativa seleccionada, se consideran los factores de seguridad de Diseño.

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

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

Fuente: Tabla H.2.4.-1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos, NSR-10.

Tabla 29. Factores de seguridad mínimos requeridos para análisis de estabilidad.

7.1 EXCAVACIONES DURANTE LA ETAPA CONSTRUCTIVA

Teniendo en cuenta que para la construcción de la obra seleccionada deberá realizarse un corte del terreno, se realiza la verificación de la estabilidad del corte proyectado, que consta de un talud con pendiente 3V:1H. Adicionalmente se tiene en cuenta que durante la etapa constructiva deberá garantizarse la movilidad por el corredor vial, por lo cual se consideran las sobrecargas por tránsito vehicular con paso a 1 carril.

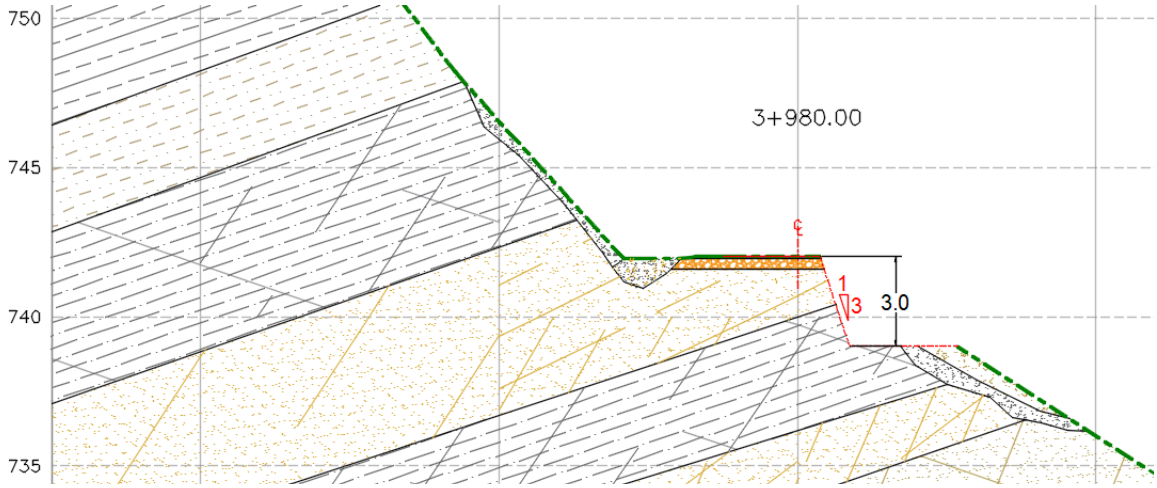


Ilustración 40. Sección de análisis corte para implantación de obra, sector K3+960 – K4+000.

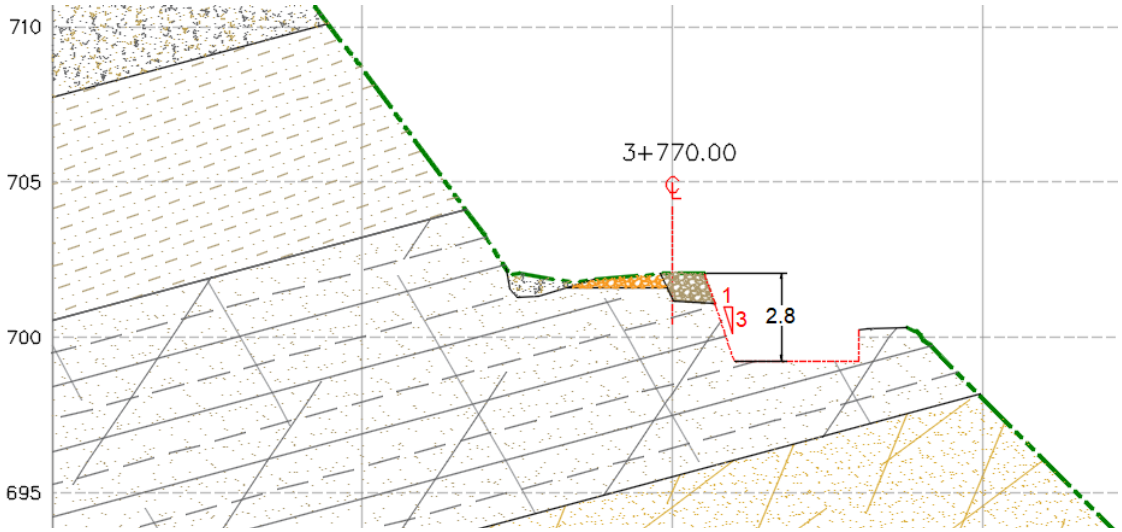


Ilustración 41. Sección de análisis corte para implantación de obra, sector K3+760 – K3+780.

El análisis de estabilidad para el corte proyectado para la construcción de las obras en el sector K3+960 – K4+000 arroja un valor mínimo de 2.87 para el corte de 3,0 m de altura proyectado con pendiente 3V:1H, indicando que el corte es estable, considerando que el paso vehicular se restringe por lo menos 1.5 m del borde del talud de corte. Sobre la cara del talud, en la franja de material de depósito correspondiente a material meteorizado y erosionado, se obtiene un factor de seguridad mínimo de 1.38, el cual también es estable, sin embargo, considerando las características de dicho material, una vez culminada la construcción de las obras de estabilización, se deberán realizar obras complementarias para la protección de las superficies del talud, a fin de evitar problemas de erosión que pueden desencadenar problemas de inestabilidad a futuro.

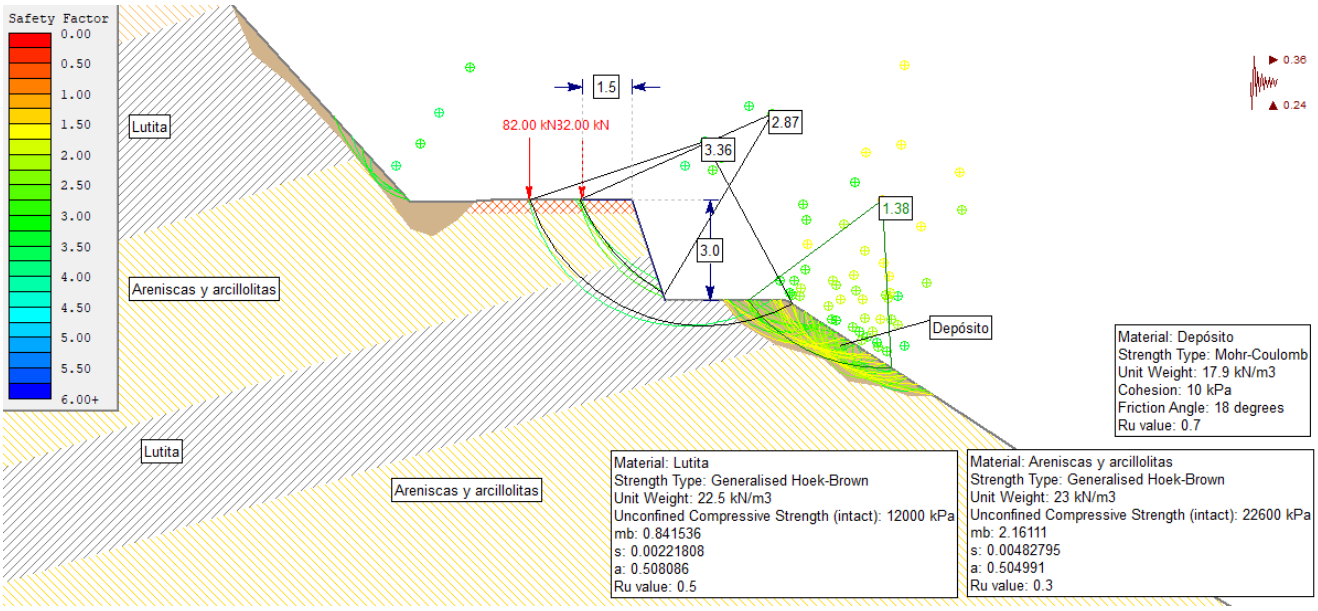


Ilustración 42. Análisis de estabilidad de corte para implantación de obra sector K3+960 – K4+000, condición seudo estática.

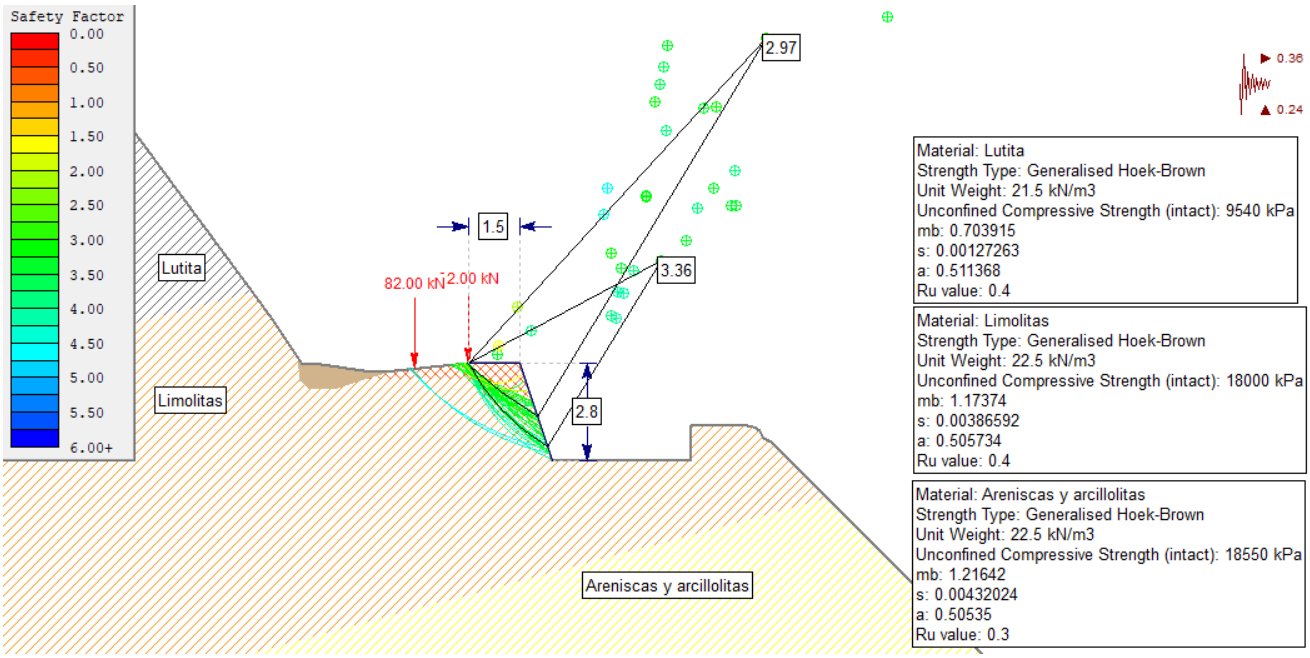


Ilustración 43. Análisis de estabilidad de corte para implantación de obra sector K3+760 – K3+780, condición seudo estática.

Para el corte proyectado en el sector K3+760 – K3+780, se obtiene un factor de seguridad mínimo de 2.97 para el corte de 2,8 m de altura proyectado con pendiente 3V:1H, indicando que el corte es estable, considerando que el paso vehicular se restringe por lo menos 1,5 m del borde del talud de corte.

7.2 OBRA DE ESTABILIZACIÓN SELECCIONADA

El análisis de estabilidad para la obra seleccionada incluye la consideración de sobrecarga por tránsito vehicular en los 2 carriles habilitados y la ocurrencia de sismo, a fin de evaluar para la condición de estabilidad más desfavorable. Para el sector del K3+960 – K4+000, se obtiene un factor de seguridad mínimo de 3.69 con la obra implantada, inmediatamente bajo la punta del caisson. Los factores de seguridad van aumentando a lo largo del cuerpo de la estructura, lo que evidencia el efecto favorable de la misma en la estabilidad de la banca.

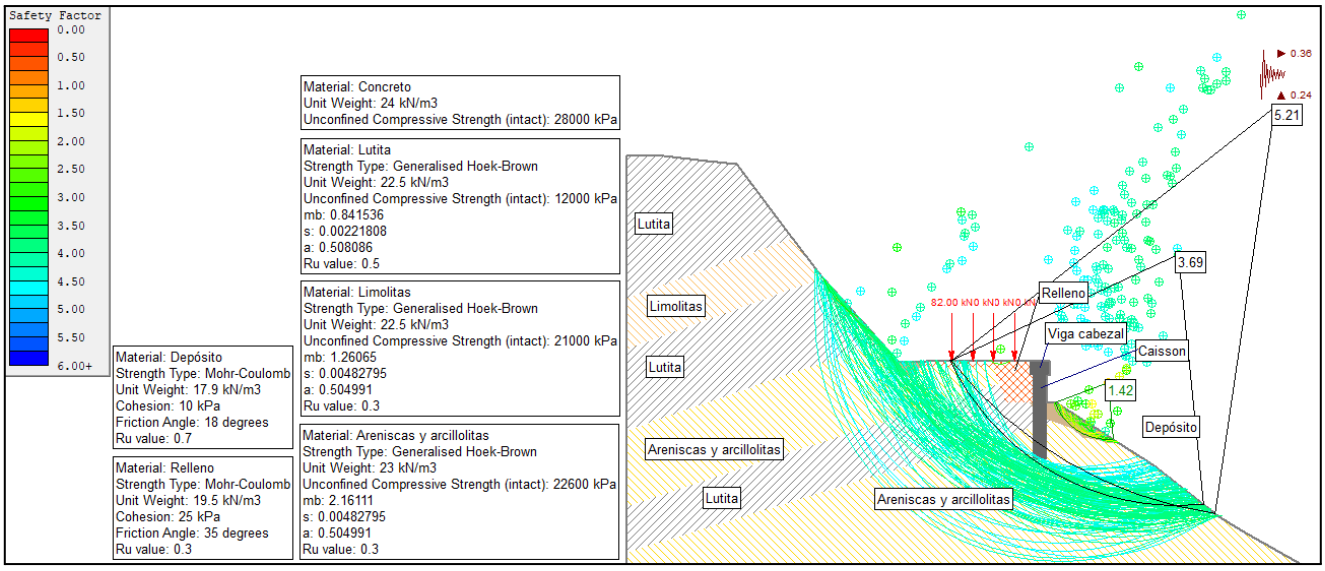


Ilustración 44. Análisis de estabilidad obra seleccionada sector K3+960 – K4+000, condición seudo estática.

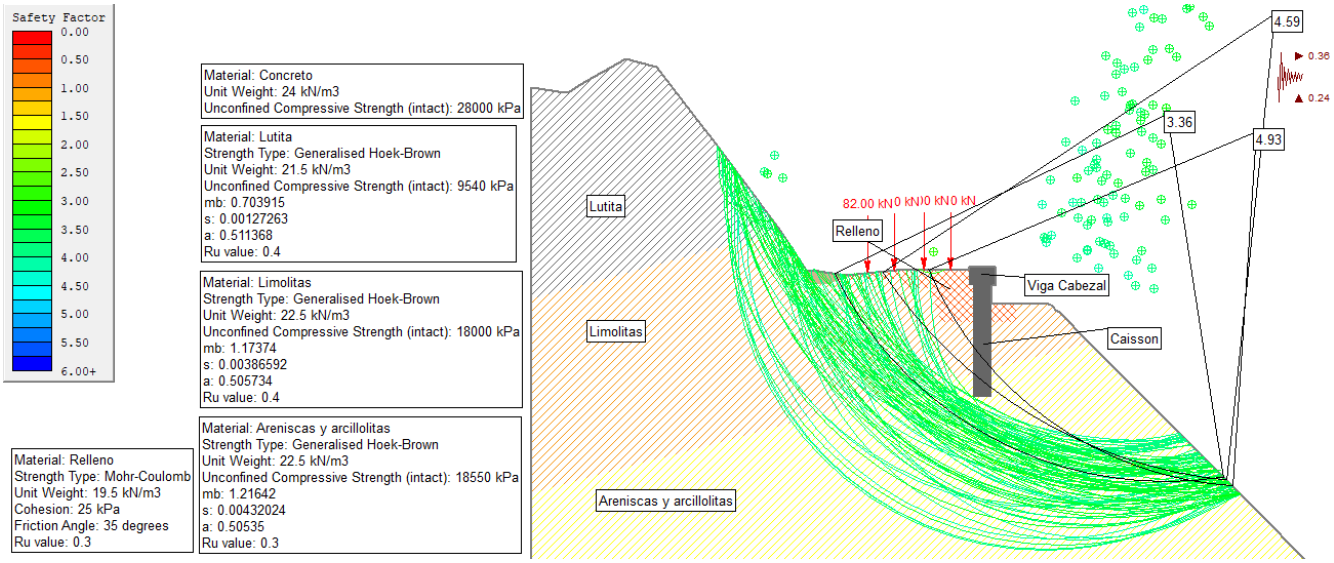


Ilustración 45. Análisis de estabilidad obra seleccionada sector K3+760 – K3+780, condición seudo estática.

Para el sector del K3+760 – K3+780, se obtiene un factor de seguridad mínimo de 3.36 inmediatamente bajo la punta del caisson. Estos factores de seguridad van aumentando a lo largo del cuerpo de la estructura, lo que evidencia el efecto favorable de la misma en la estabilidad global de la banca.

8. DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS

8.1 SECTOR K3+760 – K3+780 Y SECTOR K3+960 – K4+000

La alternativa de obra seleccionada para la estabilización de los dos sectores críticos, corresponde a la viga cabezal cimentada sobre caisson, que como se evidenció en la evaluación de alternativas, es la mejor calificada desde el punto de vista técnico, constructivo, ambiental y económico. Adicional a la alternativa de obra seleccionada, deben considerarse obras complementarias para el manejo de aguas superficiales y subsuperficiales, así como la protección de taludes, a fin de mitigar los efectos de la erosión, teniendo en cuenta que este es uno de los principales factores causantes de inestabilidad en este sector. Los planos con la implantación de las obras proyectadas, secciones típicas de diseño y detalles de diseño geotécnico, se presentan en el Anexo 6.

Para el manejo de aguas superficiales y subsuperficiales se recomienda construir cunetas perimetrales que se empalmen con las cunetas existentes. Adicionalmente se recomienda la construcción de un filtro tipo dren francés, con el fin de recolectar y evacuar las aguas subsuperficiales que puedan infiltrarse a través del material de relleno para estructuras.

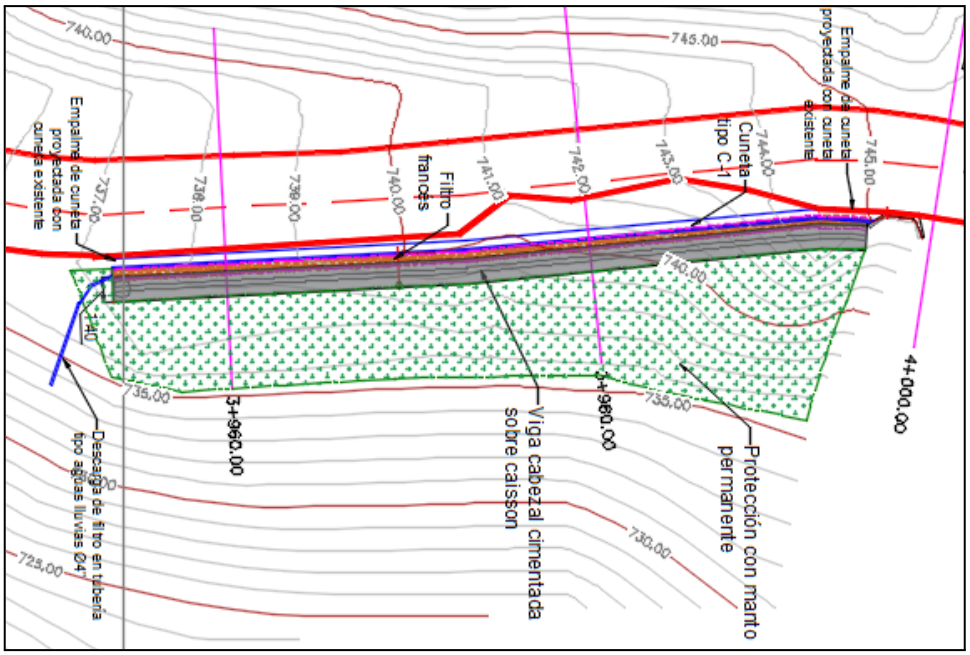


Ilustración 46. Vista en planta obras propuestas sector K3+960 – K4+000.

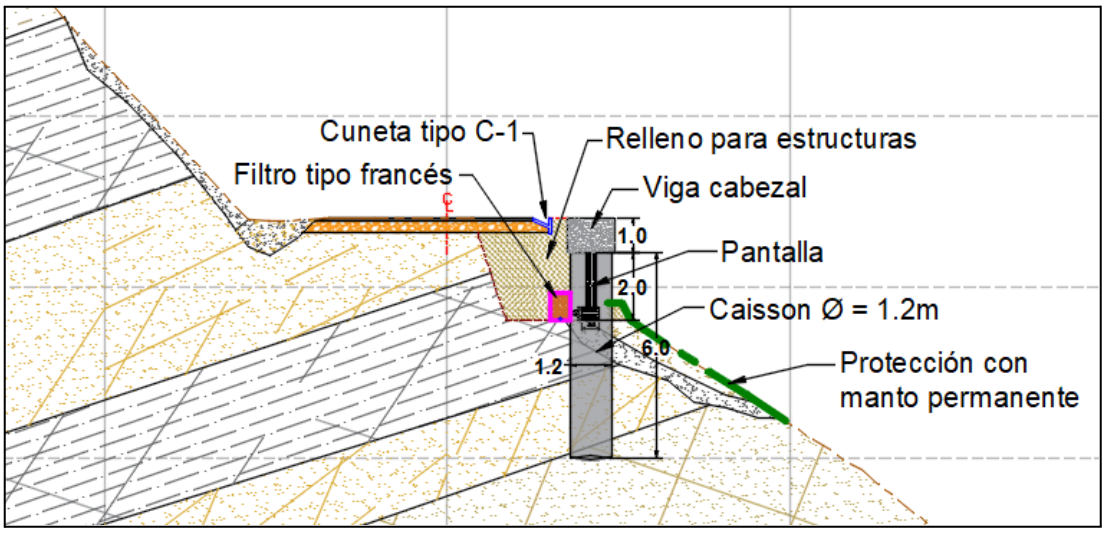


Ilustración 47. Sección típica de diseño obras de estabilización sector K3+960 – K4+000.

Para el control de erosión, en cada sector se recomienda proteger las superficies expuestas del talud con manto permanente, tanto en la zona de intervención como en el área aledaña, ya que se evidencian procesos de erosión especialmente sobre superficies expuestas, donde la alta pendiente y la meteorización de rocas blandas son factores favorables para la ocurrencia de estos fenómenos.

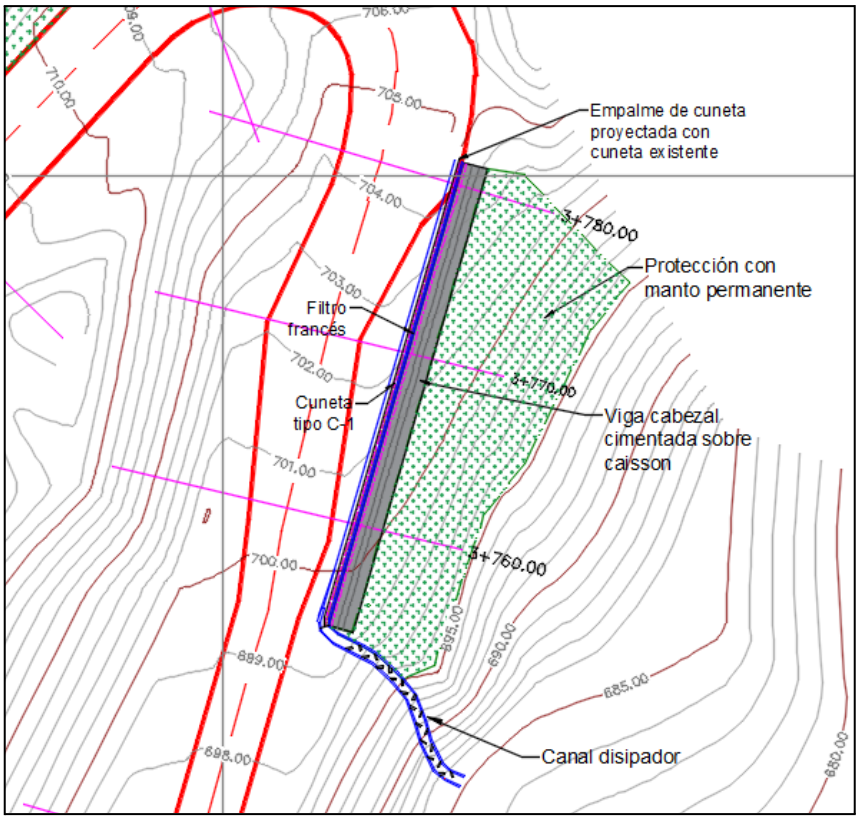


Ilustración 48. Vista en planta obras propuestas sector K3+760 – K3+780.

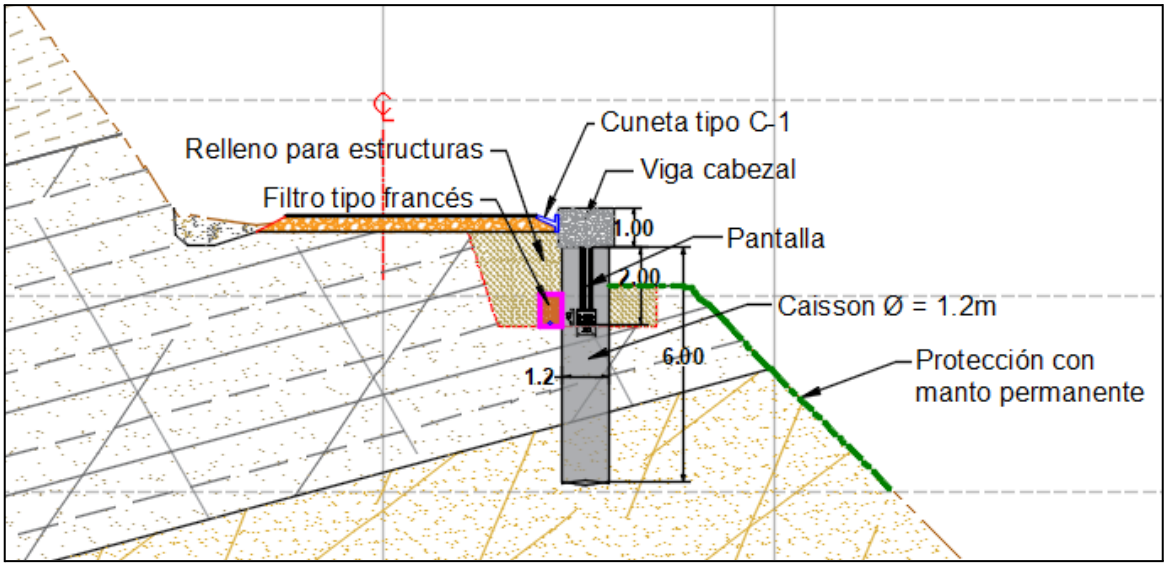


Ilustración 49. Sección típica de diseño obras de estabilización sector K3+760 – K3+780.

8.2 SECTOR K3+800 – K3+850

En la zona intermedia a los 2 sectores críticos, en el tramo comprendido entre las abscisas K3+800 a K3+850 aproximadamente, se identifican procesos de erosión sobre el talud del margen derecho, el cual está conformado por intercalaciones de capas gruesas de lutitas laminares y capas delgadas de arcillolitas y limolitas, cuya superficie evidencia un avanzado estado de meteorización de las capas de roca donde progresivamente se va generando desprendimiento de material, situación que se ve favorecida por la carencia de cobertura vegetal, quedando el talud expuesto a los agentes de meteorización y erosión. La inestabilidad de este talud significaría la inestabilidad del tramo de vía que se encuentra sobre la corona del mismo, aproximadamente entre las abscisas K3+910 a K3+950, por lo cual se recomienda la protección y estabilización de este talud, ya que la evolución de estos procesos lo expone a un alto riesgo de ocurrencia de movimientos en masa.

Las obras propuestas para garantizar la estabilidad de este talud, comprenden la protección del mismo con manto permanente, a fin de mitigar la evolución de los procesos de erosión y posteriormente la instalación de una malla de alta resistencia para la estabilización superficial del talud.



Fuente: Imagen tomada de "Solución verde para estabilización y control de erosión en taludes" PAVCO.

Ilustración 50. Imagen ilustrativa de protección de taludes con manto permanente y malla de alta resistencia.

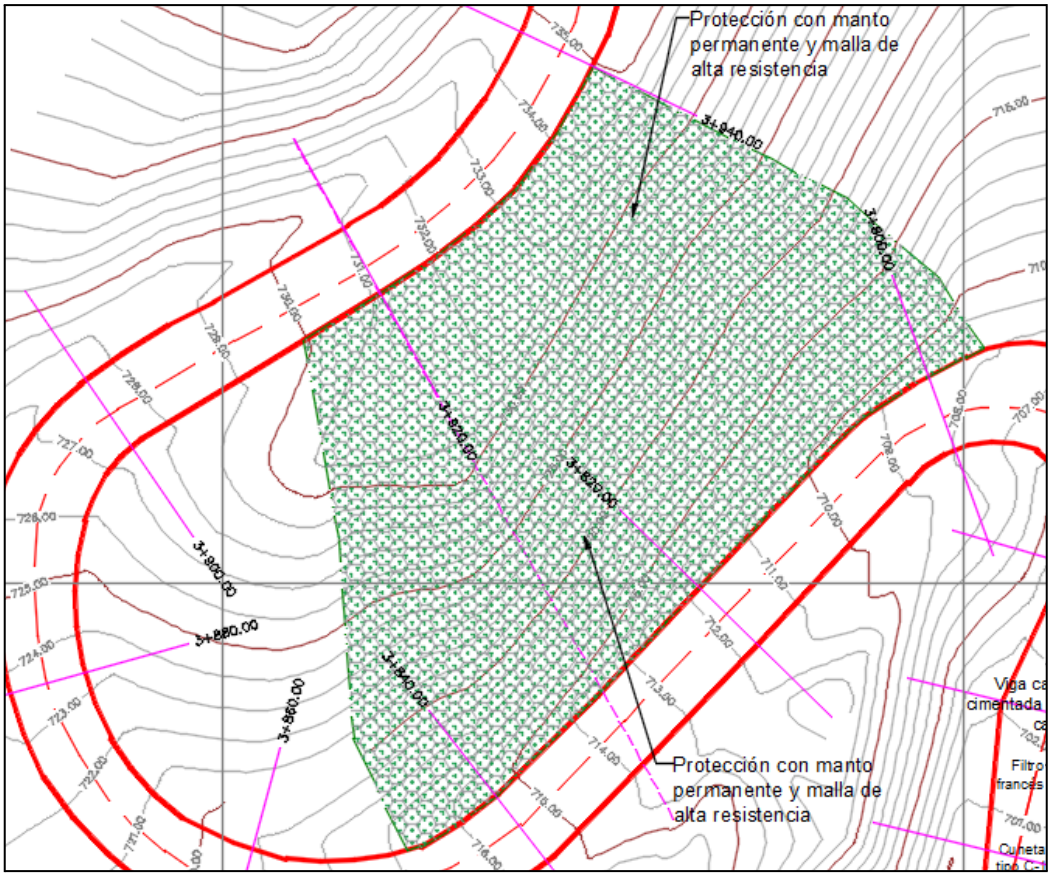


Ilustración 51. Vista en planta protección del talud con manto permanente y malla de alta resistencia, sector K3+800 – K3+850.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- A nivel regional el área de estudio se localiza geológicamente sobre la Formación Diablo Inferior (Pdi), que de manera general está compuesta por intercalaciones de capas de areniscas y capas de lodolitas. A nivel local, de acuerdo con la caracterización geológico-geotécnica del sector de interés, se ha definido que el tramo de interés está conformado por intercalaciones de capas de areniscas de grano fino, limolitas, lutitas laminadas y arcillolitas.

- A partir de la caracterización geológico-geotécnica realizada, se establece que los dos sectores de interés comprenden macizos rocosos estratificados heterogéneos, compuestos de capas gruesas de areniscas y limolitas de alta resistencia, con intercalaciones de capas gruesas de lutitas y arcillolitas de baja resistencia, que presentan estratificación laminar y son altamente susceptibles a meteorización. En las zonas donde afloran en superficie los niveles de rocas de menor resistencia (lutitas y arcillolitas), se generan marcados procesos de erosión debido a que por efectos de la gravedad en zonas de alta pendiente, el material meteorizado se desprende fácilmente en forma de láminas.

- De acuerdo con la exploración sísmica realizada, se determina que el perfil de suelo sísmico del área de interés se clasifica como un Perfil Tipo C, que corresponde a perfiles de suelo muy densos o roca blanda, según lo establecido en el Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, por lo cual se recomienda para efectos de diseño estructural considerar este tipo de perfil de suelo.

- A nivel de ingeniería básica, se formularon 4 alternativas de obras de estabilización en los sectores críticos, de las cuales, a partir de un análisis multicriterio, se estableció que la alternativa 3, que comprende la construcción de una viga cabezal en concreto cimentada sobre caisson, es la alternativa mejor calificada desde el punto de vista técnico, constructivo, ambiental y económico, como se describe en el numeral 6.2 Análisis de alternativas.

- Para efectos de diseño estructural se recomienda tener en cuenta los cálculos de capacidad de carga para cimentación profunda presentados en el numeral 6.3, para los estados límite de resistencia, de acuerdo con la metodología establecida en el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14.

- Los valores de asentamiento estimados para la alternativa de obra propuesta en cada sector crítico son bajos y no superan 5 mm. Estos valores de asentamiento estimados se consideran permisibles y por lo tanto no incidirá desfavorablemente en la estabilidad de las obras propuestas.

- Los análisis de estabilidad realizados para la etapa constructiva, considerando cortes con pendiente 3V:1H, arrojan factores de seguridad superiores a los mínimos requeridos por la NSR-10 para la etapa de construcción, por lo cual podrá adoptarse dicha geometría de excavación, considerando que de acuerdo con la alternativa de obra seleccionada, dichos cortes no exceden 3 m de altura.

- Para la alternativa de obra seleccionada en los 2 sectores de interés, se obtienen factores de seguridad mayores a los mínimos requeridos por la NSR-10 para la etapa de diseño, indicando que la obra garantiza condiciones de estabilidad general óptimas. Los factores de seguridad mínimos obtenidos inmediatamente bajo la punta del caisson van aumentando a lo largo del cuerpo de la estructura, lo que evidencia el efecto favorable de la obra en la estabilidad global de la banca.

- Se recomienda que la alternativa de obra de estabilización seleccionada sea adoptada en conjunto con las obras de control de drenaje y erosión propuestas, tales como la construcción de cunetas para el manejo de aguas superficiales, la construcción de un filtro francés para el manejo de aguas subsuperficiales y la protección de taludes con manto permanente para el control de erosión.

- Teniendo en cuenta que el talud derecho del tramo de vía comprendido entre las abscisas K3+800 a K3+850, está compuesto por una sucesión de lutitas y arcillolitas con estratificación laminada, las cuales se encuentran expuestas a agentes de meteorización, se recomienda proteger este talud con manto permanente para control de erosión y con malla de alta resistencia para estabilidad local del talud, a fin de evitar la evolución de fenómenos de erosión que provoquen la inestabilidad de la vía que se encuentra sobre la corona de este talud.

- Los materiales a emplear como rellenos para estructuras, deberán cumplir con las especificaciones técnicas y requisitos mínimos consignados en el Artículo 610-22 Rellenos para estructuras, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS, 2022. Adicionalmente se recomienda que el material de relleno para estructuras sea compactado en capas no mayores a 15 cm de espesor, hasta alcanzar la densidad seca máxima con un grado de compactación individual mayor o igual al 90% ($GC_i \geq 90\%$) del Proctor modificado. Para el caso de las capas de material filtrante, la compactación se considera satisfactoria cuando no haya evidencia visible de consolidación adicional al paso del equipo de compactación.

- Los resultados obtenidos en este estudio, lo mismo que las recomendaciones dadas, están basadas en la caracterización geomecánica del terreno en cada sector de interés a partir de pruebas de campo y laboratorio, las condiciones topográficas del sector y las características de diseño de la vía existente. Cualquier modificación posterior en las características geométricas del proyecto con relación a las consideradas en el presente informe, implicarán nuevas condiciones de estabilidad y deformación que deben ser analizadas.

HUGO YEZID MOLANO SANABRIA
Esp. Geotecnia.
M.P. 15223-086858BYC

ANEXO 1.

REGISTRO FOTOGRÁFICO

ANEXO 2.

PLANO DE LOCALIZACIÓN DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

ANEXO 3.

RESULTADOS DE LABORATORIO, DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA DE ROCAS Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

ANEXO 4.

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES PRE-EXCAVADOS SEGÚN CCP-14

ANEXO 5.

CÁLCULO DE ESFUERZOS, DESPLAZAMIENTOS Y MOMENTOS POR EL MÉTODO MATRICIAL

ANEXO 6.

PLANOS DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS