



# ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K28+900

---

## INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 1.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



CONGREGACIÓN DE VÍAS Y EQUIPOS  
**TOLIMA SUR**  
2023



GOBERNACIÓN  
DEL TOLIMA



El Tolima  
nos une



**INVIAS**  
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

---

JUNIO DE 2022

## TABLA DE CONTENIDO

|            |                                                                     |           |
|------------|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b>   | <b>INTRODUCCIÓN</b>                                                 | <b>7</b>  |
| <b>1.1</b> | <b>OBJETIVOS</b>                                                    | <b>7</b>  |
| <b>2</b>   | <b>LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>                      | <b>8</b>  |
| <b>2.1</b> | <b>ANTECEDENTES</b>                                                 | <b>10</b> |
| <b>3</b>   | <b>DIAGNOSTICO</b>                                                  | <b>11</b> |
| <b>3.1</b> | <b>ALTERNATIVA SOLUCIÓN</b>                                         | <b>11</b> |
| <b>4</b>   | <b>GEOLOGÍA</b>                                                     | <b>13</b> |
| <b>4.1</b> | <b>OBJETIVO GENERAL</b>                                             | <b>13</b> |
| <b>4.2</b> | <b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b>                                        | <b>13</b> |
| <b>4.3</b> | <b>ALCANCE</b>                                                      | <b>13</b> |
| <b>4.4</b> | <b>METODOLOGÍA</b>                                                  | <b>13</b> |
| 4.4.1      | REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA                                              | 14        |
| 4.4.2      | ESTUDIOS DE CAMPO                                                   | 14        |
| 4.4.3      | CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA                              | 14        |
| 4.4.4      | LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA                             | 14        |
| 4.4.5      | DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA                          | 14        |
| 4.4.6      | INFORME FINAL GEOLOGÍA                                              | 15        |
| <b>4.5</b> | <b>GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO</b>                   | <b>15</b> |
| <b>4.6</b> | <b>GEOLOGIA ESTRUCTURAL</b>                                         | <b>22</b> |
| <b>4.7</b> | <b>GEOMORFOLOGÍA</b>                                                | <b>23</b> |
| <b>4.8</b> | <b>RESULTADOS</b>                                                   | <b>24</b> |
| <b>4.9</b> | <b>CONCLUSIONES</b>                                                 | <b>25</b> |
| <b>5</b>   | <b>CONSIDERACIONES DE DISEÑO</b>                                    | <b>26</b> |
| <b>5.1</b> | <b>CARACTERIZACIÓN SÍSMICA</b>                                      | <b>26</b> |
| <b>5.2</b> | <b>EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO</b>                                     | <b>27</b> |
| <b>5.3</b> | <b>ENSAYOS DE LABORATORIO</b>                                       | <b>30</b> |
| <b>5.4</b> | <b>PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO</b> | <b>31</b> |
| <b>5.5</b> | <b>NIVEL FREÁTICO</b>                                               | <b>33</b> |

|            |                                                                                     |           |
|------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>5.6</b> | <b>EXPLORACIÓN INDIRECTA (DQA)</b>                                                  | <b>33</b> |
| <b>5.7</b> | <b>SOBREVUELO CON DRONE</b>                                                         | <b>37</b> |
| <b>6</b>   | <b>DISEÑO GEOTÉCNICO</b>                                                            | <b>38</b> |
| <b>6.1</b> | <b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b>                                                         | <b>38</b> |
| <b>6.2</b> | <b>MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL</b>                         | <b>43</b> |
| 6.2.1      | SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800                                                         | 43        |
| <b>6.3</b> | <b>MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS</b>                       | <b>47</b> |
| 6.3.1      | SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800 – OBRAS EN EL TALUD INTERNO                             | 47        |
| 6.3.2      | SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800 – OBRAS EN EL TALUD EXTERNO                             | 52        |
| 6.3.3      | SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800 – IMPLEMENTACIÓN DE OBRAS EN EL TALUD EXTERNO E INTERNO | 55        |
| <b>6.4</b> | <b>MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES</b>   | <b>59</b> |
| <b>6.5</b> | <b>CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS</b>                                  | <b>61</b> |
| <b>6.6</b> | <b>DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN</b>      | <b>76</b> |
| <b>7</b>   | <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>                                               | <b>77</b> |
| <b>8</b>   | <b>LIMITACIONES</b>                                                                 | <b>79</b> |
| <b>9</b>   | <b>ANEXOS</b>                                                                       | <b>79</b> |
|            | <b>ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO</b>                                            | <b>80</b> |
|            | <b>ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO</b>                                                 | <b>81</b> |
|            | <b>ANEXO 3. PLANOS CONSTRUCTIVOS</b>                                                | <b>82</b> |

## ÍNDICE DE IMÁGENES

|                                                                                                                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Imagen 1.</b> Castilla – Coyaima - Ataco                                                                                                                       | 8  |
| <b>Imagen 2.</b> Mapa Geológico del sector K28+900, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.                                                                      | 16 |
| <b>Imagen 3.</b> Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas.                                  | 17 |
| <b>Imagen 4.</b> Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.                                                                  | 18 |
| <b>Imagen 5.</b> Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.                                                           | 19 |
| <b>Imagen 6.</b> Depósitos recientes, Santiago Pérez.                                                                                                             | 19 |
| <b>Imagen 7.</b> Roca In Situ de la Formación Gualanday en el sitio K28+900.                                                                                      | 20 |
| <b>Imagen 8.</b> Roca In Situ de la Formación Gualanday Medio en el sitio K28+900.                                                                                | 21 |
| <b>Imagen 9.</b> Depósito cuaternario producto del deslizamiento.                                                                                                 | 21 |
| <b>Imagen 10.</b> Delimitación del proceso de inestabilidad.                                                                                                      | 22 |
| <b>Imagen 11.</b> Depósito cuaternario producto del deslizamiento.                                                                                                | 22 |
| <b>Imagen 12.</b> Falla Santiago Pérez.                                                                                                                           | 23 |
| <b>Imagen 13.</b> Geomorfología local del sitio crítico K28+900.                                                                                                  | 24 |
| <b>Imagen 14.</b> Perfil Geológico - Geotécnico sitio crítico K28+900.                                                                                            | 24 |
| <b>Imagen 15.</b> Vista de Planta sitio crítico K28+900.                                                                                                          | 25 |
| <b>Imagen 16.</b> Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K28+900                                                                       | 28 |
| <b>Imagen 17.</b> modelo geológico – geotécnico sección K29+800                                                                                                   | 33 |
| <b>Imagen 18.</b> Localización exploración del subsuelo de manera indirecta – Línea sísmica 1                                                                     | 34 |
| <b>Imagen 19.</b> Perfil obtenido a través de la línea sísmica 1 y velocidad de onda S                                                                            | 37 |
| <b>Imagen 20.</b> Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Mello y Peck                                                               | 40 |
| <b>Imagen 21.</b> Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Meyerhof                                                                   | 40 |
| <b>Imagen 22.</b> Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), NAVFAC                                                                     | 41 |
| <b>Imagen 23.</b> Geometría de análisis K29+800                                                                                                                   | 44 |
| <b>Imagen 24.</b> Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Talud Interno.                                           | 45 |
| <b>Imagen 25.</b> Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Talud Interno.                                     | 45 |
| <b>Imagen 26.</b> Geometría de análisis K29+800                                                                                                                   | 46 |
| <b>Imagen 27.</b> Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Ladera completa.                                         | 46 |
| <b>Imagen 28.</b> Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Ladera completa.                                         | 47 |
| <b>Imagen 29.</b> Características de los materiales de contención ingresados al programa                                                                          | 48 |
| <b>Imagen 30.</b> Geometría de análisis del talud interno con obras talud interno - K29+800                                                                       | 48 |
| <b>Imagen 31.</b> Factor de seguridad C. obras talud interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno.       | 49 |
| <b>Imagen 32.</b> Factor de seguridad C. obras talud interno – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno. | 49 |
| <b>Imagen 33.</b> Geometría de análisis del talud externo con obras talud interno - K29+800                                                                       | 50 |
| <b>Imagen 34.</b> Factor de seguridad C. obras talud interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud externo.       | 51 |
| <b>Imagen 35.</b> Factor de seguridad C. obras talud interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud externo.       | 51 |
| <b>Imagen 36.</b> Geometría de análisis del talud interno con obras talud externo.                                                                                | 52 |
| <b>Imagen 37.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno.       | 52 |

|                                                                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Imagen 38.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno                       | 53 |
| <b>Imagen 39.</b> Geometría de análisis de la banca de la vía con obras en el talud externo.                                                                                           | 54 |
| <b>Imagen 40.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla en la banca de la vía.                        | 54 |
| <b>Imagen 41.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla en la banca de la vía.                  | 55 |
| <b>Imagen 42.</b> Geometría de análisis C. obras talud externo e interno –K28+900                                                                                                      | 55 |
| <b>Imagen 43.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900                                                          | 56 |
| <b>Imagen 44.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Mecanismo de Falla general de la ladera.                | 56 |
| <b>Imagen 45.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Mecanismo de Falla sobre las obras de contención.       | 57 |
| <b>Imagen 46.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900                                                    | 57 |
| <b>Imagen 47.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Mecanismo de Falla general de la ladera.          | 58 |
| <b>Imagen 48.</b> Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Mecanismo de Falla sobre las obras de contención. | 58 |
| <b>Imagen 49.</b> Geometría de análisis para corte temporal                                                                                                                            | 59 |
| <b>Imagen 50.</b> Factor de seguridad Corte temporal – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900                                                                            | 60 |
| <b>Imagen 51.</b> Factor de seguridad Corte temporal – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900                                                                      | 60 |
| <b>Imagen 52.</b> Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+840 – talud interno                                                                                            | 63 |
| <b>Imagen 53.</b> Coeficiente de reacción horizontal (Kh).                                                                                                                             | 64 |
| <b>Imagen 54.</b> Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+840                                                                                                            | 65 |
| <b>Imagen 55.</b> Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado                                                                                   | 66 |
| <b>Imagen 56.</b> Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado                                                                                                               | 67 |
| <b>Imagen 57.</b> Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+750 – talud interno                                                                                            | 68 |
| <b>Imagen 58.</b> Coeficiente de reacción horizontal (Kh).                                                                                                                             | 69 |
| <b>Imagen 59.</b> Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+750                                                                                                            | 70 |
| <b>Imagen 60.</b> Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del Caisson seleccionado                                                                                   | 71 |
| <b>Imagen 61.</b> Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado                                                                                                               | 71 |
| <b>Imagen 62.</b> Capacidad de carga de seguridad caisson K29+750 y K29+840 – talud externo                                                                                            | 72 |
| <b>Imagen 63.</b> Coeficiente de reacción horizontal (Kh).                                                                                                                             | 73 |
| <b>Imagen 64.</b> Capacidad de carga de seguridad caisson K29+750 y K29+840                                                                                                            | 74 |
| <b>Imagen 65.</b> Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del Caisson seleccionado                                                                                   | 75 |
| <b>Imagen 66.</b> Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado                                                                                                               | 75 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                                                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tabla 1</b> Condiciones sísmicas del Proyecto .....                                                                                                        | 26 |
| <b>Tabla 2.</b> Localización de sondeos .....                                                                                                                 | 27 |
| <b>Tabla 3.</b> Resumen ensayos de laboratorio .....                                                                                                          | 31 |
| <b>Tabla 4.</b> Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 1 .....                                                                                     | 34 |
| <b>Tabla 5.</b> Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 2 .....                                                                                     | 35 |
| <b>Tabla 6.</b> Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 3 .....                                                                                     | 35 |
| <b>Tabla 7.</b> Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 4 .....                                                                                     | 35 |
| <b>Tabla 8.</b> Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), .....                                                   | 39 |
| <b>Tabla 9.</b> Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties) ..... | 42 |
| <b>Tabla 10.</b> Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. ....                                                            | 42 |
| <b>Tabla 11.</b> Parámetros de diseño seleccionados con base en la información de campo y laboratorio. Sector inestable K28+900 .....                         | 43 |
| <b>Tabla 12.</b> Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo. Sector inestable K28+900 .....                                                  | 43 |
| <b>Tabla 13.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900 .....                                                                                         | 44 |
| <b>Tabla 14.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900 .....                                                                                         | 47 |
| <b>Tabla 15.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900. Superficie de falla del talud interno. ....                                                  | 50 |
| <b>Tabla 16.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900. Superficie de falla del talud externo .....                                                  | 51 |
| <b>Tabla 17.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900 .....                                                                                         | 53 |
| <b>Tabla 18.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900. Superficie de falla por la banca de la vía.....                                              | 53 |
| <b>Tabla 19.</b> Factores de seguridad sector inestable K28+900 .....                                                                                         | 59 |
| <b>Tabla 20.</b> Factores de seguridad cortes temporales sector inestable K28+900 .....                                                                       | 61 |
| <b>Tabla 21.</b> Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K29+780 y K29+840 – talud interno .....                                               | 62 |
| <b>Tabla 22.</b> Capacidad de carga de seguridad para los caisson K29+780 y K29+840 – estado límite de evento extremo .....                                   | 65 |
| <b>Tabla 23.</b> Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado .....                                                     | 66 |
| <b>Tabla 24.</b> Resistencia a la Tracción .....                                                                                                              | 67 |
| <b>Tabla 25.</b> Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K29+780 y K29+750 – talud interno .....                                               | 68 |
| <b>Tabla 26.</b> Capacidad de carga de seguridad para los caisson K29+780 y K29+750 – estado límite de evento extremo .....                                   | 70 |
| <b>Tabla 27.</b> Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado .....                                                     | 70 |
| <b>Tabla 28.</b> Resistencia a la Tracción .....                                                                                                              | 71 |
| <b>Tabla 29.</b> Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K29+750 y K29+840 – talud Externo .....                                               | 72 |
| <b>Tabla 30.</b> Capacidad de carga de seguridad para los caisson K29+750 y K29+840 – estado límite de evento extremo – talud externo .....                   | 74 |
| <b>Tabla 31.</b> Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del Caisson seleccionado .....                                                     | 74 |
| <b>Tabla 32.</b> Resistencia a la Tracción .....                                                                                                              | 75 |
| <b>Tabla 33.</b> Coeficientes de presiones de tierra para estructuras de contención .....                                                                     | 76 |

## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

|                                                                                                                          |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Fotografía 1, Fotografía 2 y Fotografía 3.</b> Panorama general del sector inestable K28+900 .....                    | 9  |
| <b>Fotografía 4 y Fotografía 5.</b> Box coulvert presente en el sector Inestable K28+900 .....                           | 10 |
| <b>Fotografía 6 y Fotografía 7.</b> Exploración de subsuelo sondeo 1 .....                                               | 28 |
| <b>Fotografía 8 y Fotografía 9.</b> Exploración de subsuelo sondeo 2 .....                                               | 29 |
| <b>Fotografía 10 y Fotografía 11.</b> Exploración de subsuelo sondeo 3 .....                                             | 29 |
| <b>Fotografía 12 y Fotografía 13.</b> Exploración de subsuelo sondeo 4 .....                                             | 30 |
| <b>Fotografía 14 y Fotografía 15.</b> Materiales de depósito característicos del estrato 1 .....                         | 32 |
| <b>Fotografía 16 y Fotografía 17.</b> Materiales característicos del estrato 2.....                                      | 32 |
| <b>Fotografía 18, Fotografía 19 y Fotografía 20.</b> Exploración indirecta, línea de refracción sísmica sector K28+900.. | 36 |
| <b>Fotografía 21, Fotografía 22, Fotografía 23 y Fotografía 24.</b> Vista general del sector objeto de estudio .....     | 37 |

## 1 INTRODUCCIÓN

---

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

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

### 1.1 OBJETIVOS

Se ha determinado como objetivo general del presente estudio, determinar las causas que generan la inestabilidad en el sector de la abscisa K28+900 y realizar el análisis geotécnico de las obras necesarias para garantizar la estabilidad en la zona y el paso seguro de los vehículos y usuarios de la vía.

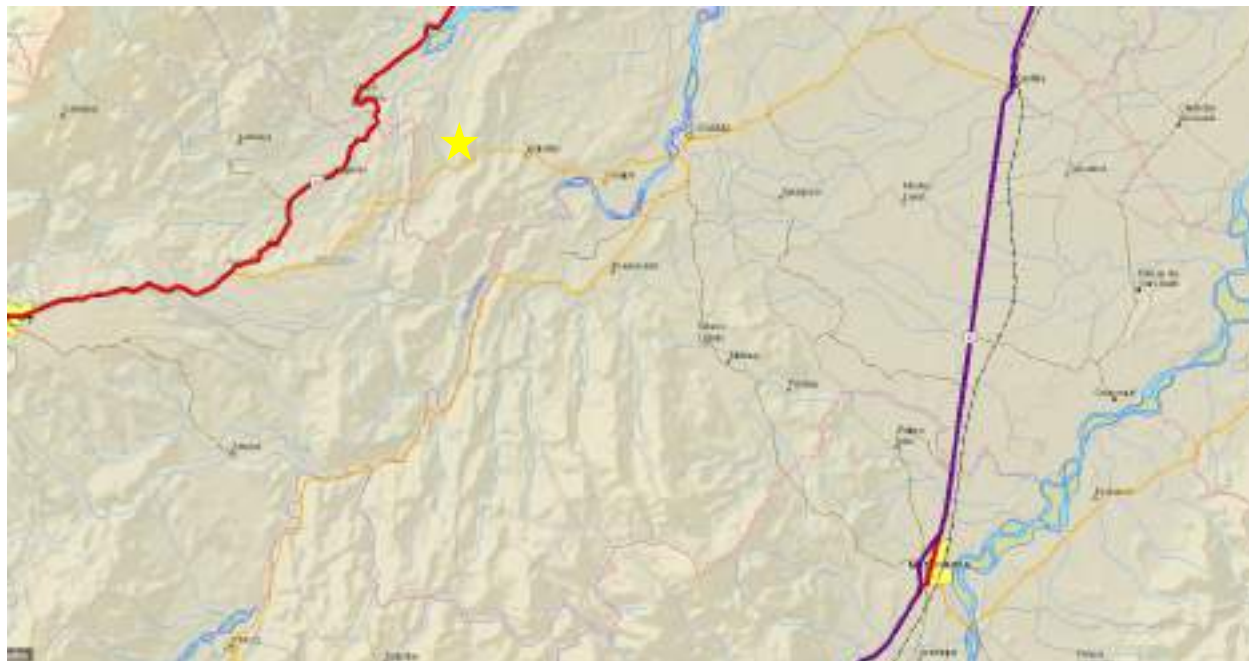
Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

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

## 2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

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

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado en la abscisa K28+900, de la vía ataco – Planadas, en el que se observa un deslizamiento del depósito de coluvión generando pérdida de la banca y un hundimiento en un tramo aproximado de 50m, y afectación total en un tramo aproximado de 90m.

Tanto en el talud interno como externo se evidencia saturación de los materiales superficiales que conforman el perfil estratigráfico generando pérdida y degradación de las propiedades físicas y mecánicas de los mismos. Adicionalmente se observa un cauce perdido que satura aun mas la masa inestable en este sitio.

El talud interno cuenta con una altura aproximada de 30m y una pendiente variable entre 20 y 30 grados. El talud externo cuenta con una altura cercana a los 30m y pendientes entre los 20 y 30 gradaos.

La vegetación tanto en el talud interno es escasa, se observan algunos árboles propios de la región y abundantes pastizales que son utilizados para el pastoreo. En las fotografías a continuación se muestra un panorama general del sector inestable objeto de estudio.



Fotografía 1, Fotografía 2 y Fotografía 3. Panorama general del sector inestable K28+900

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

De igual manera se observa una estructura hidráulica tipo box couvert la cual ya se encuentra deteriorada y ha perdido su funcionalidad a causa del deslizamiento presentado, como se observa en las fotografías a continuación:



Fotografía 4 y Fotografía 5. Box coulvert presente en el sector Inestable K28+900

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

## 2.1 ANTECEDENTES

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

- Municipio Ataco, entre las abscisas K35+900 – K41+450, sector vereda Aguadulce presentó múltiples interrupciones con motivo de la incursión del río Atá, condición que motivó la realización de estudio Hidráulico mediante contrato de consultoría 280379, entre la Federación Nacional de Cafeteros y la empresa AIM LTDA. Producto del estudio resultó la construcción de obras de protección marginal en dicho río, mediante espolones.
- De manera general se comenta que existen al menos 14 puntos de erosión marginal en la carretera Coyaima – Planadas en los cuales se ve comprometida la transitabilidad en el corto a mediano plazo, como ejemplo de este comportamiento la emergencia ocurrida a la altura del K2+350 de la vía Ataco - Coyaima.
- Con alcance en contrato de obra No.CN2013-1190 de 2013, se adelantó la construcción del puente sobre la Quebrada Montalvo<sup>1</sup> en el año 2015, el autor acompañó el proceso constructivo de la cimentación, la consultoría estuvo a cargo de la empresa UG21 para el DPS - 2012.

<sup>1</sup> Obra localizada 80m al norte de la pérdida de banca

### 3 DIAGNOSTICO

---

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

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

En el sector del K28+900, como se ha mencionado anteriormente fue identificada una inestabilidad de tipo rotacional que compromete tanto al talud interno como externo en un tramo aproximado de 90m de longitud, afectando en su totalidad la banca, generando un hundimiento cerca a los 2m el cual ha sido objeto de rellenos con el fin de garantizar el tránsito vehicular por la zona.

En virtud de lo anterior, en este sector se llevó a cabo la ejecución de cuatro (4) sondeos con equipo mecánico con profundidades variables entre 10m y 25m, distribuidos en toda el área afectada con el fin de conocer el perfil estratigráfico promedio de la zona y así definir la cimentación técnica y económicamente más adecuada de las obras de contención necesarias para garantizar la estabilidad de la ladera en el K28+900.

Así mismo se realizó el análisis de hidrología e hidráulica con el fin de definir las obras mas adecuadas para la recuperación del cauce que atraviesa la ladera y las estructuras hidráulicas para la captación de las aguas de escorrentía en este sector.

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

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

#### 3.1 ALTERNATIVA SOLUCIÓN

De acuerdo con las observaciones directas en campo, con la exploración del subsuelo y los resultados de los ensayos de laboratorio se pudo establecer que la problemática presente en la zona obedece principalmente una falla de tipo rotacional asociada a la saturación de los materiales superficiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona, los cuales se encuentran meteorizados generando pérdida y degradación de los mismos.

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud interno la construcción de una viga cabezal apoyada mediante elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitudes variables entre 10m y 20m, cuya distribución será de la siguiente manera.

En el tramo comprendido entre las abscisas K29+750 y K29+780, los caisson contarán con una longitud de 20m y diámetro de 1,20m. Esta solución será implementada en una longitud de 30m aproximadamente.

Para el talud externo, se plantea la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 15m, la pantalla del muro contará con alturas entre 4,0m y 5,5m aproximadamente. El muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

Las dos filas de caisson que fueron establecidas para que una de ellas trabaje a tracción y otra a compresión, toda vez que en caso de dejar una única fila de caisson estas deberán cumplir un empotramiento tal que garantice la estabilidad de la estructura, y esta, sin embargo resultará trabajando como elemento muy esbelto. Lo anterior toda vez que se identificaron los materiales rocosos a una profundidad cercana de 8m que para muros de máximo 5m corresponden a longitudes en voladizo de 13m.

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

En cuanto a las obras hidráulicas:

Las soluciones al drenaje superficial propuestas tienen como objetivo evitar que haya descargas directas a la zona inestable del talud inferior, por eso se propone sacar de funcionamiento dos de las obras transversales existentes.

En la zona de estudio se identifica la presencia de cuatro (4) alcantarillas y un Box Culvert, una vez realizada la evaluación, se confirma que, los mismos responden a un curso natural incidente en la zona, por lo anterior, al realizar la implantación de las obras, se precisa la necesidad de incluir estructuras hidráulicas que cumplan con el objetivo de ayudar a encauzar el flujo, debido a que los movimientos de la zona, han hecho que el cauce no se encuentre bien definido.

Las estructuras proyectadas son dos (2) canales disipadores escalonados el primero guía el cauce del talud superior a una poceta al lado de la vía en la abscisa 29+778, esta poceta entregará el cauce al segundo canal disipador que se ubicara paralelo a la vía y hará entrega a otra poceta ubicada en la abscisa 29+843, esta poceta hará entrega al Box Culvert, obra que transportará el flujo al canal de bolsacretos, finalmente este canal tendrá un descole en piedra pegada. (Ver estudio Hidráulico)

#### 4.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del estudio de geología consiste en la descripción y análisis de las características geológicas y geomorfológicas del sector inestable localizado en la vía Ataco – Planadas en la abscisa K28+900. Con base a los resultados obtenidos se define la configuración geológica y geomorfológica de la zona, además de las condiciones de estabilidad y reconocimiento de las posibles causas de fallamiento del sitio.

#### 4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

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

#### 4.3 ALCANCE

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

#### 4.4 METODOLOGÍA

Para este estudio se llevó a cabo en primer lugar la revisión bibliográfica de la información existente de la zona proporcionada por el Servicio Geológico Colombiano y el Instituto Geográfico Agustín Codazzi. Seguidamente con la campaña exploratoria en campo se logró la caracterización y mapeo de las unidades geológicas del área, además del levantamiento de la estratigrafía y caracterización geomorfológica.

#### 4.4.1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

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

#### 4.4.2 ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente al punto PR28+900. Para ello se tomaron diferentes muestras tanto de suelo rodado como de roca in situ para poder realizar la caracterización litológica de las rocas. Algunos de los parámetros identificados fueron: grado de meteorización, caracterización de la matriz rocosa, forma de los clastos, selección de los clastos, etc. Adicionalmente, esta caracterización se realizó de la mano de los sondeos realizados en campo y que se describen más adelante en la sección del programa de exploración. Con ayuda de las muestras adquiridas en campo, se realizó la cartografía geológica en una escala relevante al proyecto. Para realizar el mapeo se tomó como base la cartografía geológica a escala 1:100.000.

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

#### 4.4.3 CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

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

#### 4.4.4 LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

El levantamiento de la columna estratigráfica y de los cortes geológicos se realizó con base a los sondeos realizados en campo y con la exploración de campo. La definición de los horizontes litológicos permite al geotecnista establecer la resistencia de suelos y rocas. Estos parámetros son necesarios para generar los modelos de estabilidad en las zonas críticas del proyecto.

#### 4.4.5 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA

El análisis geomorfológico y morfodinámico se basa principalmente en la topografía de la zona de estudio. Para ello se definieron las unidades geomorfológicas presentes en toda la zona abarcada por la Plancha geológica 166 - Jericó definida por el Servicio Geológico Colombiano. Para ello se consultó además la memoria explicativa del mapa geomorfológico de la zona, la cual se mencionó previamente. Adicionalmente, se consulta la literatura para

correlacionar los resultados del análisis realizado con otros estudios ejecutados en la misma zona. La topografía de la zona de estudio fue obtenida de los estudios realizados en campo.

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

#### **4.4.6 INFORME FINAL GEOLOGÍA**

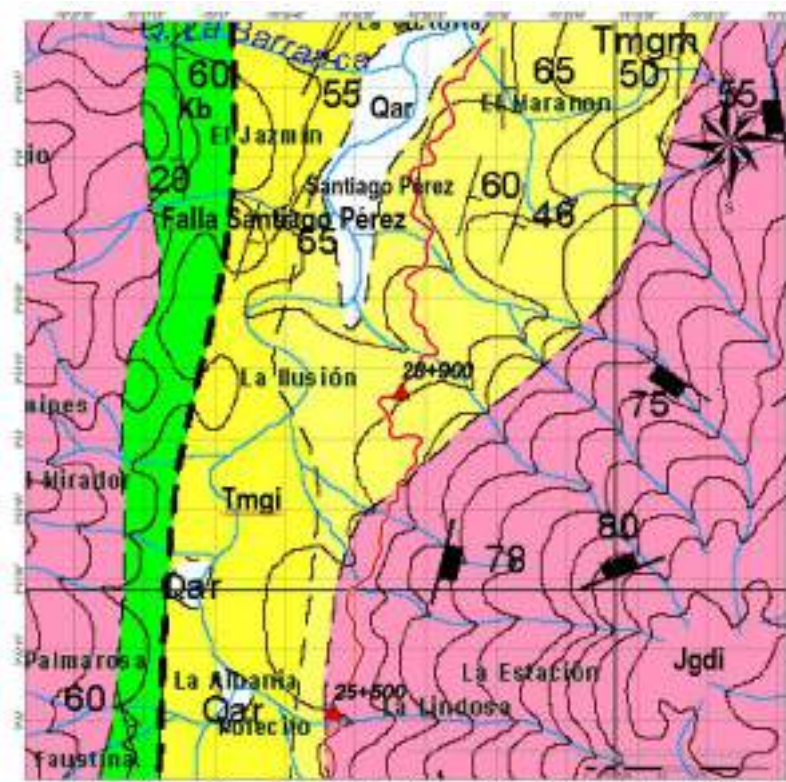
El informe final consiste en la presentación de toda la información obtenida del análisis geológico y geomorfológico. De esta forma, las demás áreas asociadas al proyecto podrán definir los parámetros, geometrías, corredores etc. que deberán utilizarse para la ejecución del proyecto.

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

#### **4.5 GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO**

El área asociada al sector de la Herradura se localiza en la plancha 301 Planadas, definida por el Servicio Geológico Colombiano (SGC). La plancha cubre un área de 1960 km<sup>2</sup> que comprende el borde oriental de la Cordillera Central. Las unidades más importantes que afloran en cercanías a la zona de estudio son las rocas ígneas plutónicas del Batolito de Ibagué que representan un 75% aproximado del área; el restante corresponde a las formaciones sedimentarias y volcánicas con algunos cuerpos intrusivos, que abarcan desde el Triásico hasta el Reciente.

A continuación, se presenta el mapa geológico del sector a escala 1:10000 y la descripción de las principales unidades geológicas que afloran o componen el sector. Como se observa el sitio de estudio se encuentra sobre rocas de la Formación Gualanday Medio (Tmgm). Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.



Qar

DEPÓSITOS CONSOLIDADOS Y NO CONSOLIDADOS  
Qar: Depósitos sedimentarios recientes. Aluviones, coluviones, terrazas.  
Qm: Morrenas y otros depósitos glaciales y fluvio-glaciales.

Tmgn  
Tmgi

GRUPO GUALANDAY

Tmgn: FORMACIÓN GUALANDAY MEDIO: Arcilitas con algunas intercalaciones de areniscas y conglomerados, color rojo predominante.  
Tmgi: FORMACIÓN GUALANDAY INFERIOR: Principalmente conglomerados y areniscas, desiguales intercalaciones de arcilitas.

Kb

ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCA

Areniscas sacarificas, en base y techo;  
calizas shales y lutitas, con delgadas niveles de lías en la parte media.  
Fauna fósil del Albano-Campaniano.

BATOLITO DE IBAGÜE

Granodiorita, tonalita, cuarzodiorita, medio a grosgranular;  
hornblenda y biotita, con predominio de alguno de ellos por sectores.

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

## BATOLITO DE IBAGÜE (JGDI)

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



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

## ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO

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

### GRUPO GUALANDAY (TMGI – TMGM)

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

#### Formación Gualanday Inferior (Tmgi)

Se limita en su base con la Formación Guaduas con un contacto tectónico y en su tope concordantemente con la Formación Gualanday Medio. Esta formación se compone de una sucesión de conglomerados y areniscas conglomeráticas con algunas intercalaciones de arcillolitas con tonos rojizos en conjunto. En su base son comunes los conglomerados cuyos clastos están conformados principalmente por chert en una matriz areno-arcillosa de color crema. Hacia el tope son más abundantes las areniscas conglomeráticas y silíceas. Se le ha asignado una edad de Eoceno medio.



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

### **Formación Gualanday Medio (Tmgm)**

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

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



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

### DEPÓSITOS RECIENTES (QAR)

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



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

## OBSERVACIONES DE CAMPO

Durante los días 28 de marzo a 01 de abril de 2022 se realizó una visita exploratoria donde se caracterizaron las unidades geológicas que afloran en la zona, los factores de inestabilidad del sector y las causas de fallamiento del sitio crítico K28+900.

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

### CZP-011 (EPR-001, GPS-092). K28+900

**Coordenadas.** N 03.38632°, W -75.60562°; altura = 773 m.s.n.m.

**Localización.** Vereda Santiago Pérez, sitio La Ilusión, a unos 1.520 metros al Sur de Santiago Pérez, por la vía que conduce al Municipio de Planadas.

En este sector se observa la roca in situ estratificada de la Formación Gualanday constituida por estratos gruesos de arcillolitas rojizas y bancos de areniscas de 30 centímetros de espesor (ver Imagen 7 y 8).

Estas capas se encuentran buzando contra la pendiente hacia el SW, con valores de dirección de buzamiento y buzamiento de la estratificación 140° a 150° / 50° a 55°. Se observan grietas abiertas en los estratos de areniscas que conducen agua y se encuentran oxidadas, estas grietas se repiten cada 50 centímetros con una orientación 260°/45°.



Imagen 7. Roca In Situ de la Formación Gualanday en el sitio K28+900.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S



**Imagen 8.** Roca In Situ de la Formación Gualanday Medio en el sitio K28+900.  
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

Se observa un proceso de inestabilidad correspondiente a un deslizamiento que afecta la vía trasladando su eje original. Este proceso involucra un depósito cuaternario producto del material desplazado conformado por bloques rodados del Batolito de Ibagué, roca in situ de la Formación Gualanday y el suelo residual del sector. La matriz es arcillosa y moderadamente saturada (Ver Figura 9).



**Imagen 9.** Depósito cuaternario producto del deslizamiento.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Adicionalmente se observan encharcamientos y nacimientos de agua en el talud interior sobre la masa desplazada. Estos depósitos se observan además ladera abajo sobre el talud externo de la vía. A través de las perforaciones que se realizaron en el sector, la visita de campo y las fotografías tomadas a partir de sobrevuelos con drone se delimitó la zona de movimiento y material desplazado que originó la afectación de la vía.

Además, se identificaron antecedentes de inestabilidad en la zona por evidencias de cicatrices producidas por deslizamientos anteriores similares al actual.

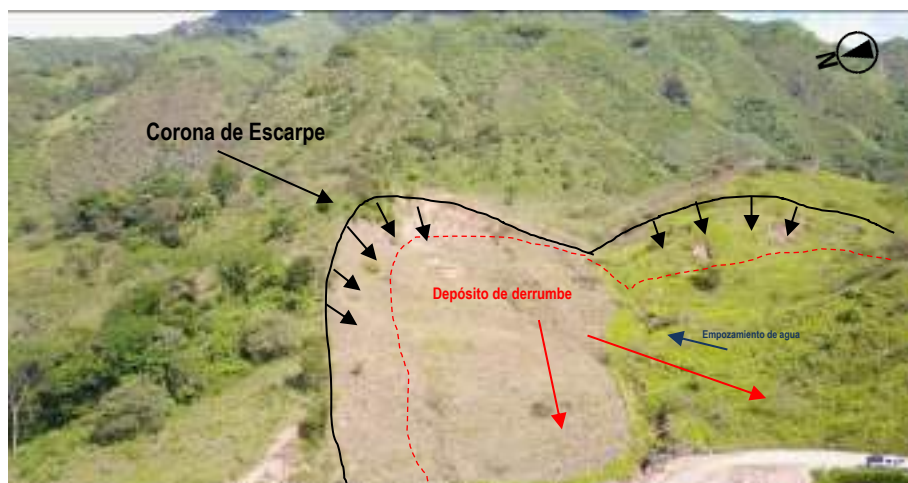


Imagen 10. Delimitación del proceso de inestabilidad.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S



Imagen 11. Depósito cuaternario producto del deslizamiento.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

#### 4.6 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Entre los rasgos estructurales que se destacan en la zona se encuentran algunos lineamientos y fallas como la de Santiago Pérez (ver Figura 2 y 7). En lo que respecta al sector de estudio no se encuentran afectaciones directas de fallas geológicas.

##### FALLA SANTIAGO PÉREZ

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

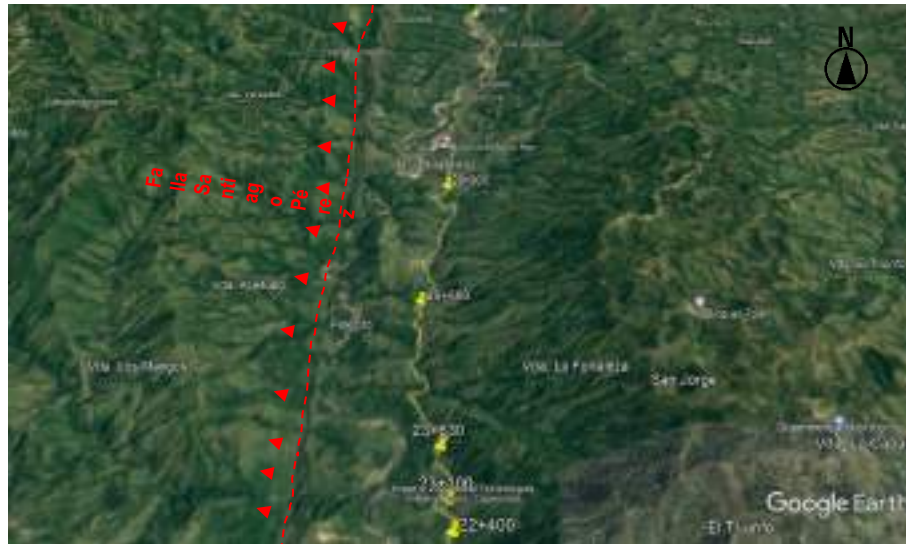


**Imagen 12.** Falla Santiago Pérez.  
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

#### 4.7 GEOMORFOLOGÍA

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

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

Localmente el sitio crítico K28+900 está sobre una ladera denudada definida por la disposición (buzamiento y rumbo) de los estratos ( $140^{\circ}/50^{\circ}$ ) inclinados en contra de la pendiente del terreno de longitud moderada, de forma cóncava y escalonada. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes, intermedias y blandas de la Formación Gualanday Medio cubierta por suelos de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente.



**Imagen 13.** Geomorfología local del sitio crítico K28+900.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

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

#### 4.8 RESULTADOS

Con base a la exploración geológica de campo, perforaciones y topografía se definió un perfil aproximado del sitio, caracterizando las unidades geológicas involucradas y ya definidas en este capítulo.

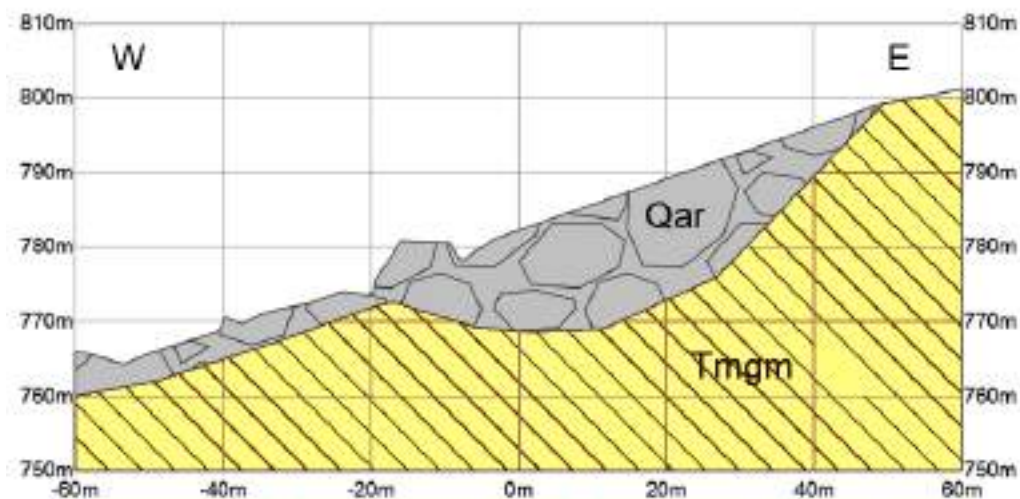


**Imagen 14.** Perfil Geológico - Geotécnico sitio crítico K28+900.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

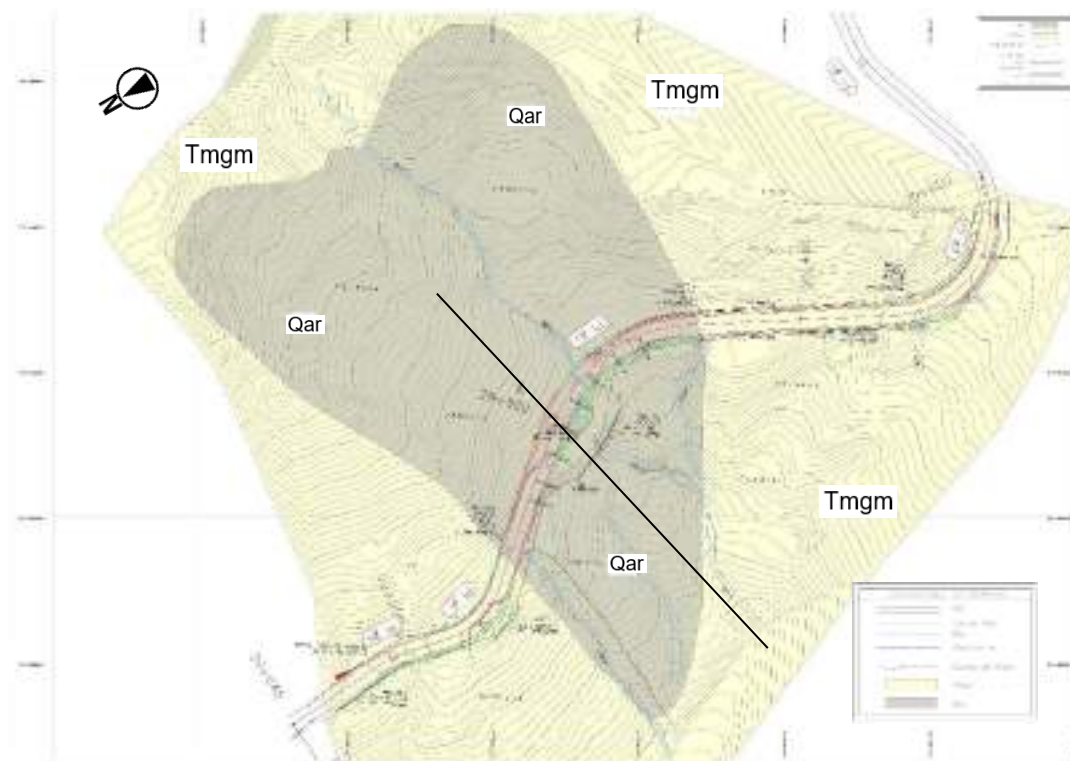


**Imagen 15.** Vista de Planta sitio crítico K28+900.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

#### 4.9 CONCLUSIONES

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

El sitio crítico K28+900 presenta varios factores de inestabilidad que ha desencadenado un proceso de remoción en masa y que han producido el desplazamiento del eje de la vía. Entre estos factores se encuentran las texturas de los suelos, de las cuales predominan dentro de la zona de estudio las arcillosas, arcillo limosa, arenosa y limosa. Estos suelos tanto residuales como orgánicos se han desarrollado a partir de la meteorización de las rocas terciarias de la Formación Gualanday Medio.

Las precipitaciones, drenajes superficiales, aguas de escorrentía y demás agentes de deterioro relacionados principalmente al agua aceleran el proceso de degradación de estas rocas aprovechando sistemas de fracturas preexistentes. Estas condiciones con el tiempo reducen la resistencia de las rocas y otras propiedades mecánicas que incrementan la susceptibilidad a procesos de remoción en masa. En cuanto a la geomorfología se presentan paisajes de montaña y piedemonte con laderas moderadamente largas.

Puntualmente el sector K28+900 debido a su composición litológica (arcillolitas con niveles de areniscas) y su geomorfología (ladera contrapendiente muy inclinada) tiene una alta susceptibilidad a los movimientos en masa, además de la acción de agentes detonantes como lluvias, sismos y actividades antrópicas, características que ayudados con el amplio control estructural de la zona y el recrudecimiento de las condiciones climáticas favorecen la ocurrencia de estos fenómenos cuya velocidad puede cambiar en el tiempo según las condiciones.

## 5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

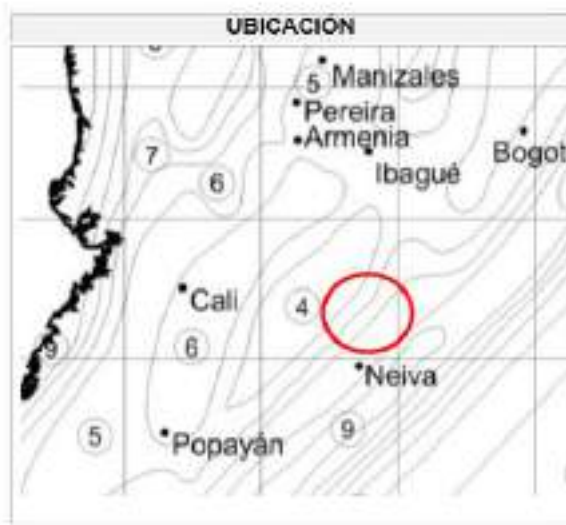
### 5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con el perfil promedio del sitio, los inventarios de fuentes sísmicas del país y especialmente con el contenido de la nueva versión del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10), y lo estipulado en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, fue posible establecer los coeficientes de aceleración pico horizontal del terreno (PGA) de 0,25, y coeficientes de aceleración espectral horizontal de periodos de vibración corto y periodo de vibración largo (Ss y S1) respectivamente.

De acuerdo con lo anterior y a lo establecido en la norma el nivel de amenaza sísmica de la zona es **alta**.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las propiedades sísmicas del proyecto:

**Tabla 1** Condiciones sísmicas del Proyecto

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

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

Como se muestra en la tabla 1, el valor de PGA es de 0,25 y de acuerdo con lo considerado en el código de puentes CCP14 el coeficiente de aceleración horizontal para los análisis de estabilidad puede ser considerado como  $K_h = PGA \cdot F_{PGA}$ , que para estructuras sin ningún tipo de restricción al desplazamiento puede considerarse un factor multiplicador entre 0,5 y 1,0. De conformidad con lo anterior el coeficiente de aceleración pico horizontal corresponde a un valor de 0.26 utilizando un factor de 0,8, y el coeficiente de aceleración vertical corresponde al 10% del coeficiente

horizontal. Sin embargo, para las modelaciones de estabilidad solo se considera el coeficiente de aceleración horizontal toda vez que estas aceleraciones no suelen presentarse simultáneamente.

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

## 5.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman el subsuelo y las afectaciones que se presentan en este sector, fue llevado a cabo un programa de exploración, el cual consistió en la ejecución cuatro (4) perforaciones con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, las cuales alcanzaron profundidades entre 10m y 25m, adicionalmente fueron recuperadas muestras para para la ejecución de ensayos de laboratorio.

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

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

**Tabla 2.** Localización de sondeos

| Sondeo No | Profundidad (m) | Tipo de perforación | Localización                   | Coordenadas |             |
|-----------|-----------------|---------------------|--------------------------------|-------------|-------------|
|           |                 |                     |                                | ESTE        | NORTE       |
| 1         | 25              | Mecánica            | Margen izquierda talud interno | 4710564,100 | 1932545,233 |
| 2         | 10              | Mecánica            | Parte alta talud interno       | 4710589,975 | 1932554,997 |
| 3         | 20              | Mecánica            | Margen izquierda talud interno | 4710577,140 | 1932567,415 |
| 4         | 15              | Mecánica            | Margen derecha talud externo   | 4710556,633 | 1932558,449 |

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En la Imagen a continuación se muestra en planta la localización de los sondeos efectuados

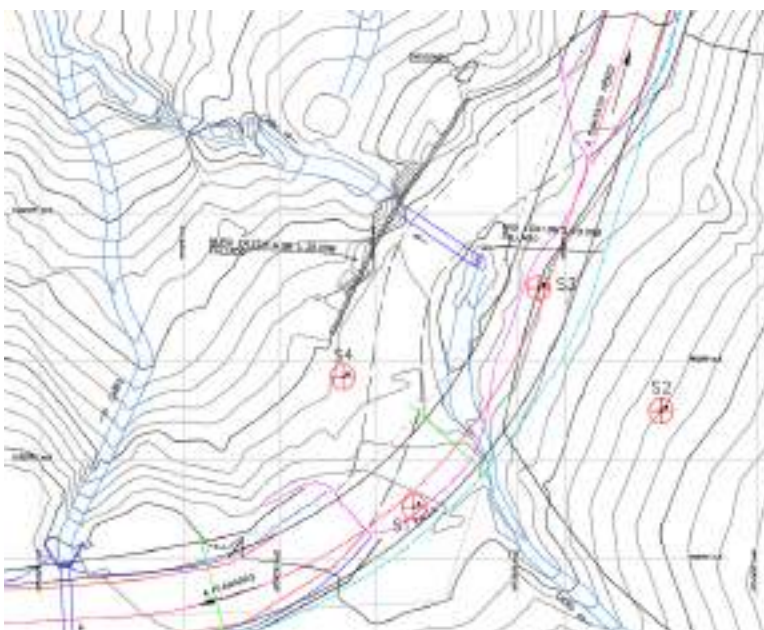


**Imagen 16.** Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K28+900

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración asociadas al sector inestable K28+900.

#### Sondeo No 1



**Fotografía 6 y Fotografía 7.** Exploración de subsuelo sondeo 1

### Sondeo No 2



Fotografía 8 y Fotografía 9. Exploración de subsuelo sondeo 2

### Sondeo No 3



Fotografía 10 y Fotografía 11. Exploración de subsuelo sondeo 3

#### Sondeo No 4



Fotografía 12 y Fotografía 13. Exploración de subsuelo sondeo 4

### 5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

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

- **Clasificación**

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

- **Condiciones In situ**

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

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

- Resistencia al corte

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

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

En las tablas a continuación se presenta el resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados:

**Tabla 3.** Resumen ensayos de laboratorio[illegible]

Fuente: Diseños Geotécnicos

#### 5.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

Con base en los trabajos de exploración del subsuelo llevados a cabo en el sector del K28+900 y en los ensayos de laboratorio efectuados, se establece la siguiente secuencia estratigráfica promedio para el sector en estudio.

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad variable entre 4,50m y 15,5m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz. Presenta valores de resistencia a la penetración estándar entre 6 y 27 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



**Fotografía 14 y Fotografía 15. Materiales de depósito característicos del estrato 1**

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



**Fotografía 16 y Fotografía 17. Materiales característicos del estrato 2**

En la imagen a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico definido para el sector inestable del K28+900.

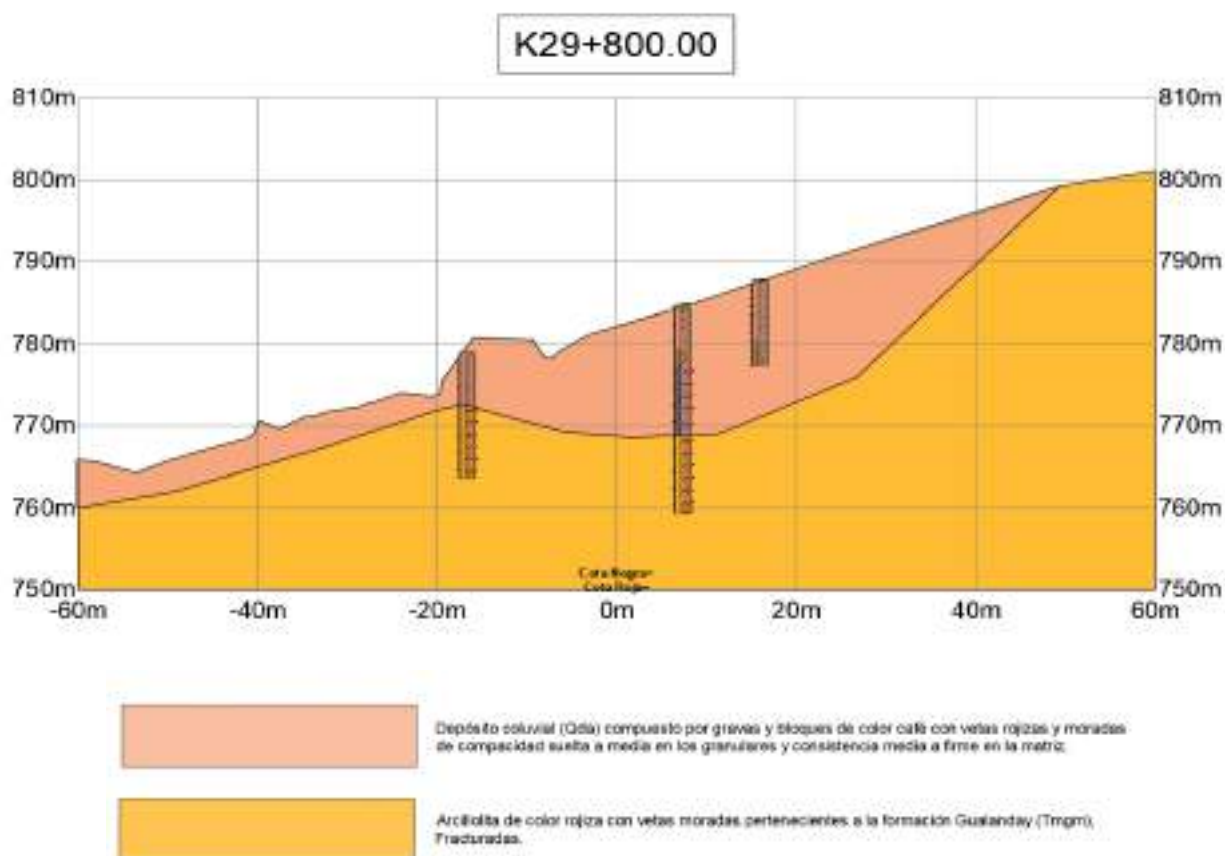


**Imagen 17** modelo geológico – geotécnico sección K29+800

Fuente: Diseños Geotécnicos

## 5.5 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático no fue detectado en ninguna de las perforaciones ejecutadas, sin embargo, es importante mencionar que tanto el talud interno como el externo se encuentran totalmente saturados.

## 5.6 EXPLORACIÓN INDIRECTA (DQA)

Se llevó a cabo un (1) ensayos de refracción sísmica, utilizando el Equipo Data Aquisition System (DAQ) con el fin de complementar la información correspondiente a la exploración directa del subsuelo.

En la figura a continuación se presenta la localización del ensayo de refracción sísmica ejecutado en el sector inestable del K28+900.



**Imagen 18.** Localización exploración del subsuelo de manera indirecta – Línea sísmica 1

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

Parte fundamental del proceso de análisis de los perfiles obtenidos mediante Sísmica de Refracción es el suministro e integración de información básica como lo son los registros de perforación realizados. Estos informes permiten calibrar la profundidad a la que se encuentran los contactos. En este caso específico, se cuenta con información de cuatro sondeos para hacer la calibración de las profundidades de los cambios de materiales, tal como se describe en el capítulo 5.2. En las siguientes tablas se aprecian los cambios de materiales de los sondeos realizados en el sector de estudio utilizados para llevar a cabo la calibración de los perfiles obtenidos con la sísmica.

**Tabla 4.** Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 1

| Sondeo | Descripción en el registro de campo<br>Sondeo 1                                                                                                                     | Profundidad de<br>la interfaz |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 1      | Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de compactidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz | 0.00 – 15,50                  |
|        | Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia dura, fracturadas pertenecientes a la formación Gualanday.                                            | 15,50 -25,0                   |

**Tabla 5.** Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 2

| Sondeo | Descripción en el registro de campo<br>Sondeo 1                                                       | Profundidad de<br>la interfaz |
|--------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 2      | Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de consistencia blanda a media | 0.00 – 9,0                    |
|        | Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.                       | 9,0 -10,0                     |

**Tabla 6.** Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 3

| Sondeo | Descripción en el registro de campo<br>Sondeo 1                                              | Profundidad de<br>la interfaz |
|--------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 3      | Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de consistencia firme | 0.00 – 4,5                    |
|        | Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.              | 4,5 -20,0                     |

**Tabla 7.** Materiales y profundidades obtenidas en el sondeo 4

| Sondeo | Descripción en el registro de campo<br>Sondeo 1                                                      | Profundidad de<br>la interfaz |
|--------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 4      | Depósito coluvial compuesto por gravas, y bloques en matriz arcillosa, de consistencia media a firme | 0.00 – 7,5                    |
|        | Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.                      | 7,5 -15,0                     |

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



Fotografía 18, Fotografía 19 y Fotografía 20. Exploración indirecta, línea de refracción sísmica sector K28+900

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

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

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

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

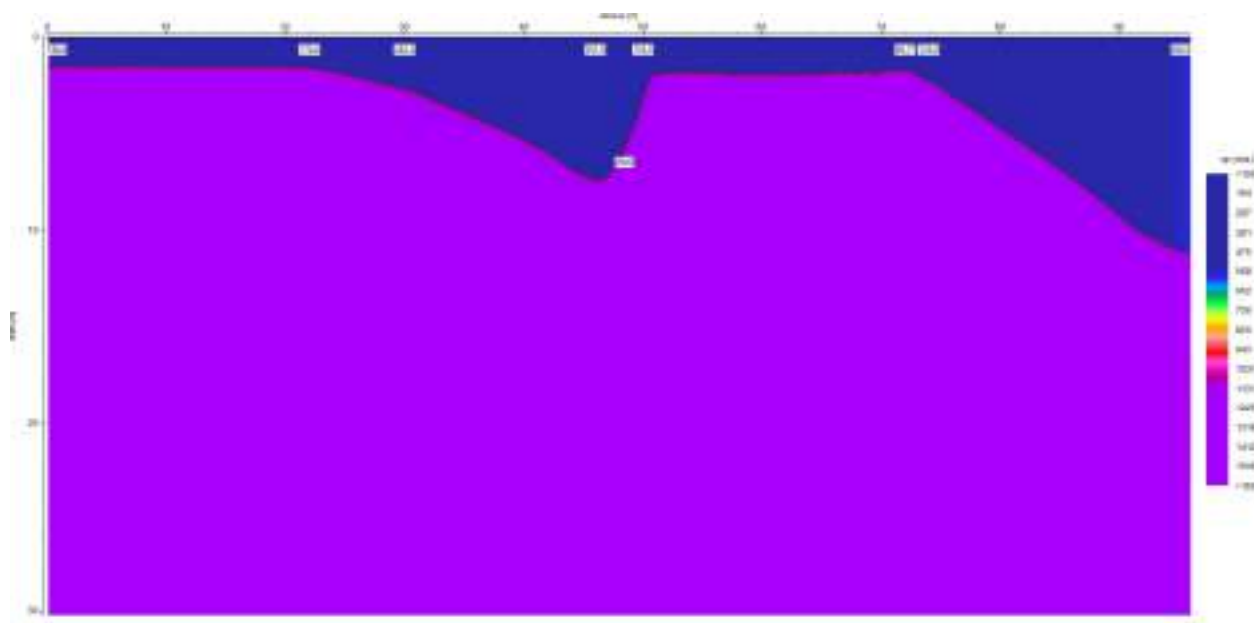


**Imagen 19.** Perfil obtenido a través de la línea sísmica 1 y velocidad de onda S

## 5.7 SOBREVUELO CON DRONE

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



**Fotografía 21, Fotografía 22, Fotografía 23 y Fotografía 24.** Vista general del sector objeto de estudio

(Imágenes tomadas mediante sobrevuelo con dron)

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

En este caso se puede observar que la afectación debido a la inestabilidad se presenta tanto en el talud interno como en el externo, haciéndose evidentes los escarpes y escalonamientos a lo largo de ambas laderas comprometiendo a su vez la calzada.

## **6 DISEÑO GEOTÉCNICO**

---

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

### **6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO**

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

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

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

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

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

Método B:  $\bar{N}$

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

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

Donde:

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

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

Por lo tanto:

Tabla 8. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT),

| Sondeo | i        | di (m) | Ni | N60i  | di/Ni |
|--------|----------|--------|----|-------|-------|
| 1      | 1        | 1      | 11 | 13,75 | 0,07  |
|        | 2        | 1      | 10 | 12,5  | 0,08  |
|        | 3        | 1      | 10 | 12,5  | 0,08  |
|        | 4        | 1      | 10 | 12,5  | 0,08  |
|        | 5        | 1      | 6  | 7,5   | 0,13  |
|        | 6        | 1      | 46 | 57,5  | 0,02  |
|        | 7        | 1      | 38 | 47,5  | 0,02  |
|        | $\Sigma$ | 7      |    |       | 0,48  |

|              |    |
|--------------|----|
| <b>Nprom</b> | 14 |
|--------------|----|

A continuación, se citan las formulaciones de las correlaciones relacionadas previamente:

- Muromachi (1974):

$$\phi = 20 + 3.5 * N^{0.5}$$

- Japan Road Bureau (JRB):

$$\phi = 15 + (9.375 * N)^{0.5}$$

- De Mello (1971) y Peck (1974)

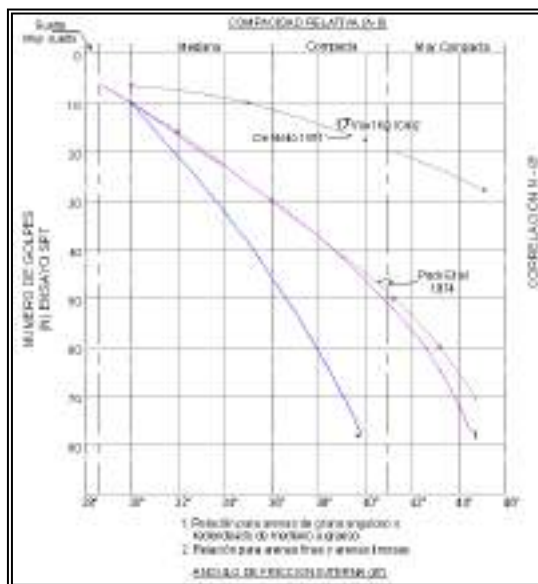


**Imagen 20** Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Mello y Peck

- \* Meyerhof (1956):

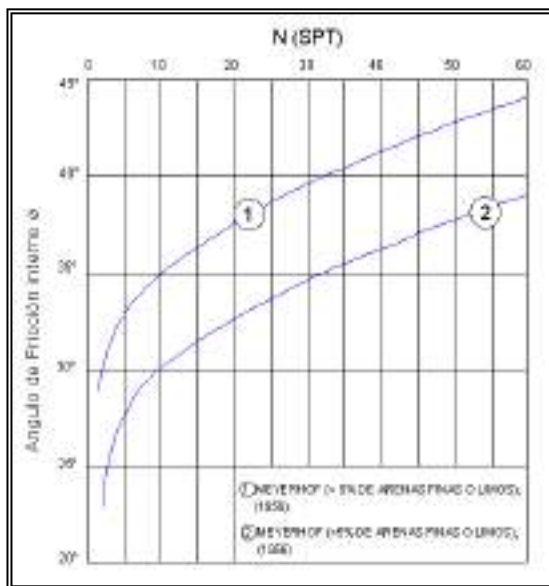


**Imagen 21** Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Meyerhof

En cuanto a la componente cohesiva, se ha considerado teniendo en cuenta los porcentajes de finos reportados en la matriz, ya que por encima del 12 a 15% esta componente tiene incidencia en la resistencia al corte del material, aunque sea en baja magnitud dependiendo de su composición granulométrica. Para tal fin fueron empleadas las correlaciones de Stroud and Butler (1974) y de la NAVFAC (1971) este último en función del índice de plasticidad de la fracción fina.

- Stroud and Butler (1974):  $C_u = KN$

Donde:  $K = \text{constante} = 3,5-6,5 \text{ kN/m}^2$

$N = \text{número de penetración estándar obtenido en campo}$

- NAVFAC (1971)

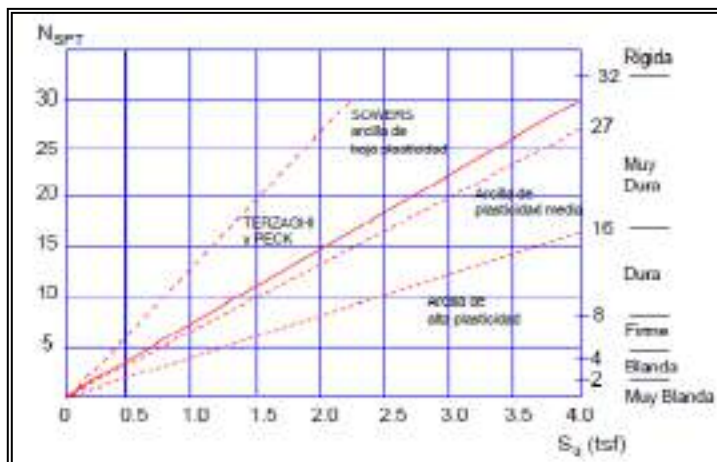


**Imagen 22** . Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), NAVFAC

Si bien es cierto, las metodologías anteriormente mencionadas plantean la evaluación de los parámetros de resistencia al corte para suelos netamente cohesivos o friccionantes, para la elección de los parámetros utilizados durante la ejecución de los análisis geotécnicos, se determinó el aporte de la componente cohesiva en la resistencia al corte, teniendo en cuenta las características físicas de los materiales.

Bajo ese orden de teorías y características de las propiedades del suelo en estudio, se ha optado por escoger el Angulo de fricción con la teoría Japan Road Bureau (JRB) y la Cohesión ( $C_u$ ), bajo el criterio de Stroud and Butler; hay que aclarar que en el primer caso estaremos hablando de un suelo completamente friccional ( $c'=0$ ) y en el segundo, un suelo completamente cohesivo ( $\phi=0$ ), por tal motivo se dará un ajuste restringido por el tipo de suelo predominante en cada caso.

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

**Tabla 9.** Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties)

| N         | Peso Unitario |
|-----------|---------------|
| $\leq 6$  | 1600          |
| $\leq 10$ | 1680          |
| $\leq 15$ | 1750          |
| $\leq 20$ | 1800          |
| $\leq 25$ | 1850          |
| $\leq 30$ | 1900          |
| $\leq 40$ | 1950          |
| $> 40$    | 2000          |

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

**Tabla 10.** Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988) (fuente: Manual de Cimentaciones del Invias)

| TIPO DE SUELO                | RANGO DE VALORES TÍPICOS<br>MÓDULO DE YOUNG $E_s$<br>(MPa) | COEFICIENTE DE POISSON $\mu$<br>(ADIMENSIONAL) | ESTIMACIÓN DE $E_s$ A PARTIR DE N                         |                |
|------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------|
|                              |                                                            |                                                | TIPO DE SUELO                                             | $E_s$<br>(MPa) |
| Arcilla: Blanda              | 2,4-15                                                     | 0,2 – 0,5                                      | Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas.       | 0,4N           |
| sensible                     | 15-50                                                      | 0,4-0,5<br>(no drenada)                        | Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas. | 0,7N           |
| Medianamente rígida a rígida | 50-100                                                     | 0,20 – 0,5                                     | Arena gruesa y arena con poca grava.                      | 1,0N           |
| Muy rígida                   | $> 60$                                                     | 0,20 – 0,5                                     | Grava arenosa y gravas.                                   | 1,1N           |
| Loes<br>Limo                 | 15-60<br>2-20                                              | 0,1-0,3<br>0,3-0,35                            | Grava arenosa y gravas                                    | 1,1N           |

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

Tabla 11. Parámetros de diseño seleccionados con base en la información de campo y laboratorio. Sector inestable K28+900

| Material                                                                                                                                                                                                                         | Profundidad (m) | Cohesión (t/m <sup>2</sup> ) | Angulo de fricción (φ) | γ (t/m <sup>3</sup> ) | Módulo de elasticidad (t/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|------------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------------------|
| Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz | 0,00 /4,5-15,0  | 5,0                          | 26                     | 1,8                   | 980                                       |
| Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura.                                                                                                                                                  | 4,5/15,0-25,0   | 10                           | 30                     | 2,0                   | 6000                                      |

## 6.2 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL

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

La carga aplicada en los modelos corresponde a la establecida en la normatividad vigente (H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA-NSR-10), y que es transmitida por el tránsito vehicular, la cual equivale a 1,50 t/m<sup>2</sup>. Así Las cosas, en las imágenes a continuación se muestra la geometría de análisis y malla bidimensional deformada para el modelo analizado.

### 6.2.1 SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800

Los análisis de estabilidad efectuados contemplan diferentes mecanismos de falla para representar las diferentes condiciones de la ladera, en donde, se identifica un movimiento compuesto principalmente por una superficie de falla profunda en el talud interno y una superficie de falla mucho más somera del talud externo de la vía. Los modelos de estabilidad de taludes presentan las condiciones de estabilidad de la parte alta del talud interno en donde se marca claramente el escarpe principal del movimiento y cuya salida ocurre por debajo de la calzada actual, ocasionando el desplazamiento lateral y vertical de la misma. En los siguientes modelos numéricos se presentan los parámetros establecidos para el depósito a partir del retrocálculo, en donde se ejecutó de forma repetitiva el análisis de estabilidad variando el ángulo de fricción y la cohesión hasta encontrar un mecanismo de falla que se ajuste con el identificado en campo y que tenga un FS cercano a 1,0. En la siguiente tabla se presentan los parámetros definidos para el modelo geotécnico con base en el retrocálculo efectuado.

Tabla 12. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo. Sector inestable K28+900

| Material                                                                        | Profundidad (m) | Cohesión (t/m <sup>2</sup> ) | Angulo de fricción (φ) | γ (t/m <sup>3</sup> ) | Módulo de elasticidad (t/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----------------|------------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------------------|
| Depósito coluvial (Qda), gravas y bloques en matriz arcillosa.                  | 0,00 /4,5-15,0  | 2                            | 20                     | 1,8                   | 980                                       |
| Arcillolita de color rojizo con vetas moradas de consistencia muy firme a dura. | 4,5/15,0-25,0   | 10                           | 30                     | 2,0                   | 6000                                      |

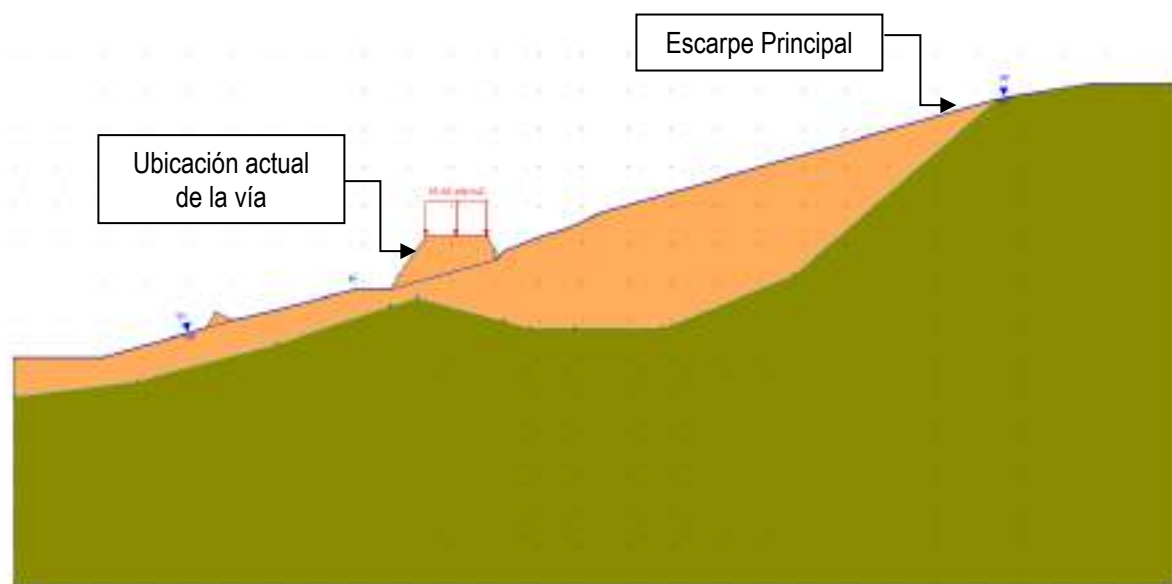


**Imagen 23.** Geometría de análisis K29+800

En el primero de ellos se presenta el análisis de estabilidad en donde se identifican mecanismos de falla localizados en el talud interno. Se evidencian mecanismos falla con Factores de Seguridad inferiores muy cercanos a 1,0 (FS=1,074). Consecuentemente con lo observado en campo la superficie de falla inicia en el escarpe principal, cruza por debajo de la vía y sale delante de ella. La Imagen 23 y la Imagen 24 presentan los resultados de los análisis de estabilidad iniciales en condición estática y pseudoestática. Para la condición pseudoestática se presenta el mismo comportamiento en las superficies de falla localizadas en el tercio bajo del talud externo y las que se identifican en la mitad de la ladera. Como efecto del coeficiente de aceleración horizontal aplicado, los factores de seguridad son significativamente más bajos. En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

**Tabla 13.** Factores de seguridad sector inestable K28+900

| Condición         | Factor de seguridad |           |
|-------------------|---------------------|-----------|
|                   | Estático            | Dinámico  |
| General - inicial | 1,074               | 0,59 <1,0 |

Condición inicial – Estático

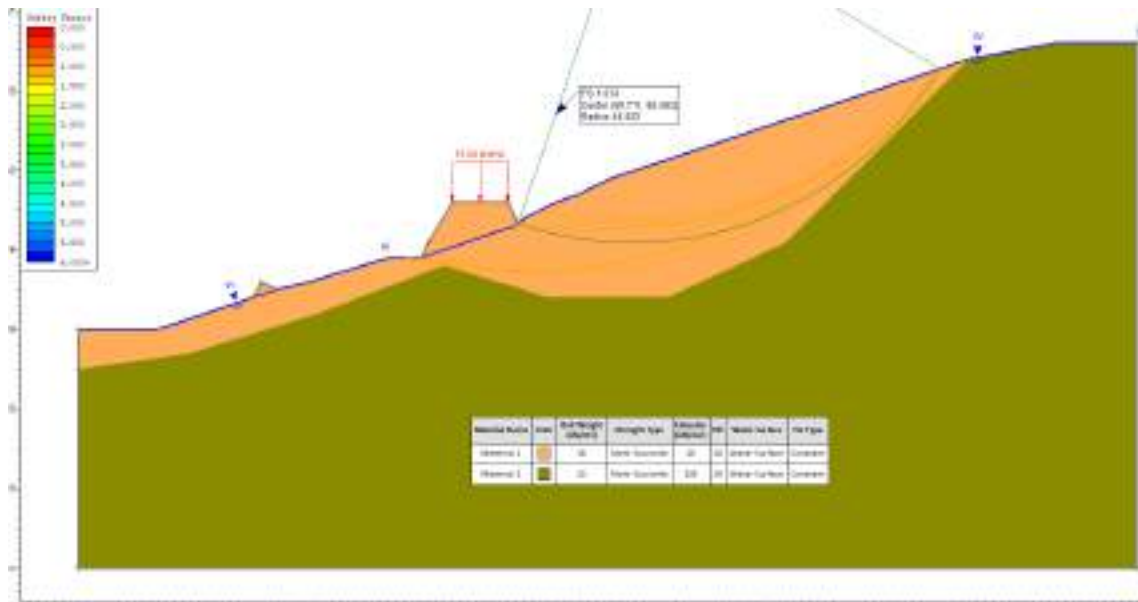


Imagen 24. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Talud Interno.

Condición inicial – Pseudoestático

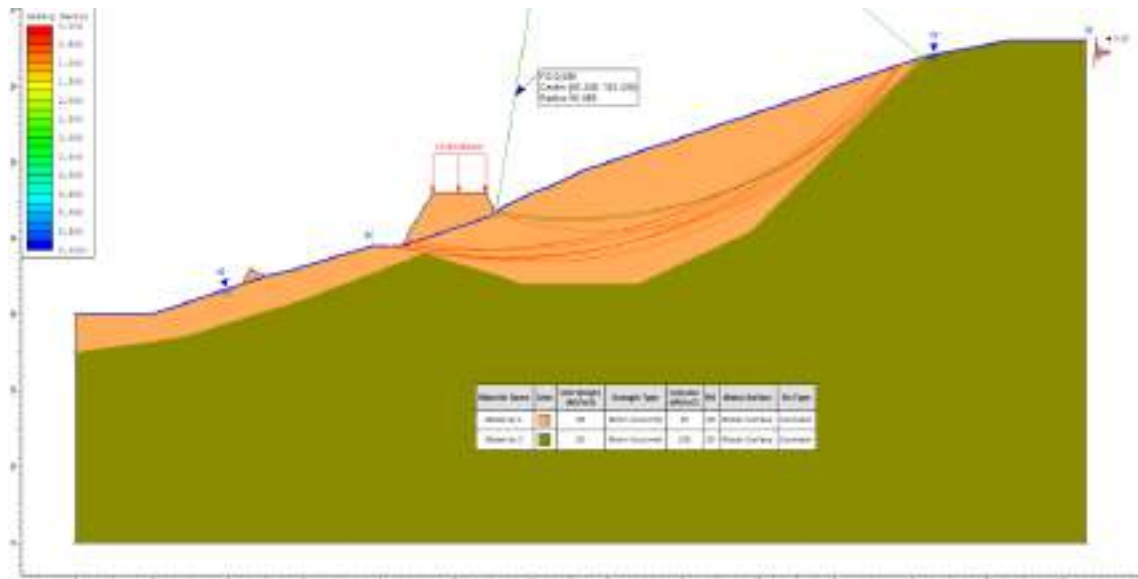


Imagen 25. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Talud Interno.

De manera complementaria se efectúan los análisis de estabilidad que presentan el factor de seguridad de la ladera y cuyo escarpe principal no solo afecta la vía existente, sino que por el contrario se refleja en el talud externo. Para efectos de lo anterior, se considera nuevamente un mecanismo de falla mucho más alargado, que parta del escarpe principal identificado y que tenga continuidad hasta el talud externo de la vía pasando por debajo de la misma. Se ha ajustado el modelo para evaluar las superficies de falla que cumplan con las condiciones anteriormente descritas, por

lo tanto, se ha efectuado un análisis de estabilidad utilizando la búsqueda de bloque. En la siguiente figura se presenta el modelo numérico utilizado para el análisis mencionado, en donde se observa que las superficies de falla inician en la banca de la vía y salen en la parte baja del talud externo a la altura de la Quebrada. Para las condiciones estáticas y pseudoestáticas del modelo se observan factores de seguridad de 1,1 e inferiores a 1,0, respectivamente, consistente con los modelos anteriores y las condiciones actuales de la vía.

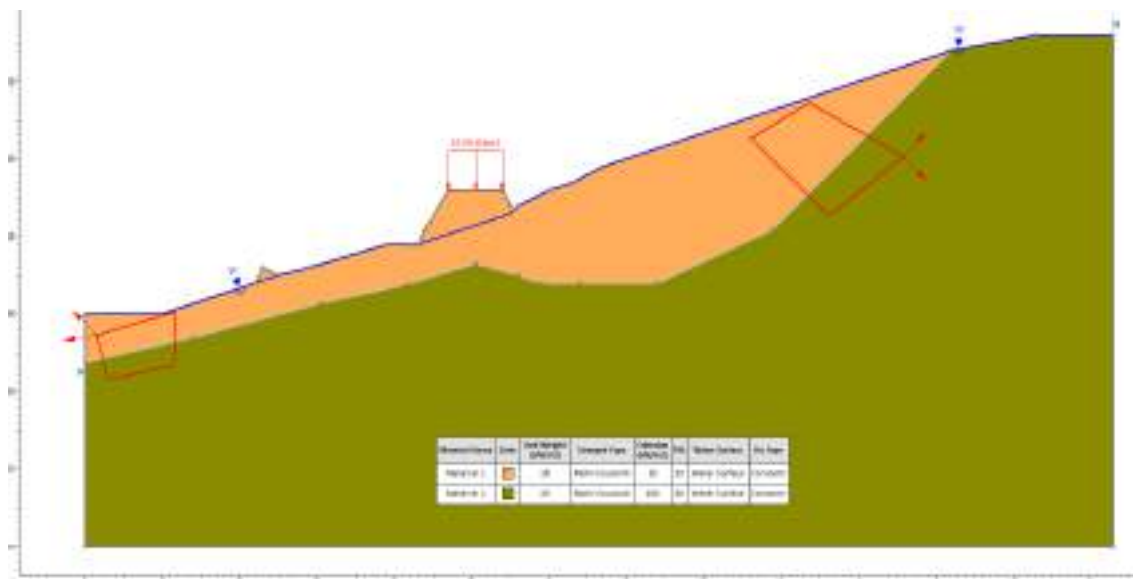


Imagen 26. Geometría de análisis K29+800

### Condición inicial – Estático

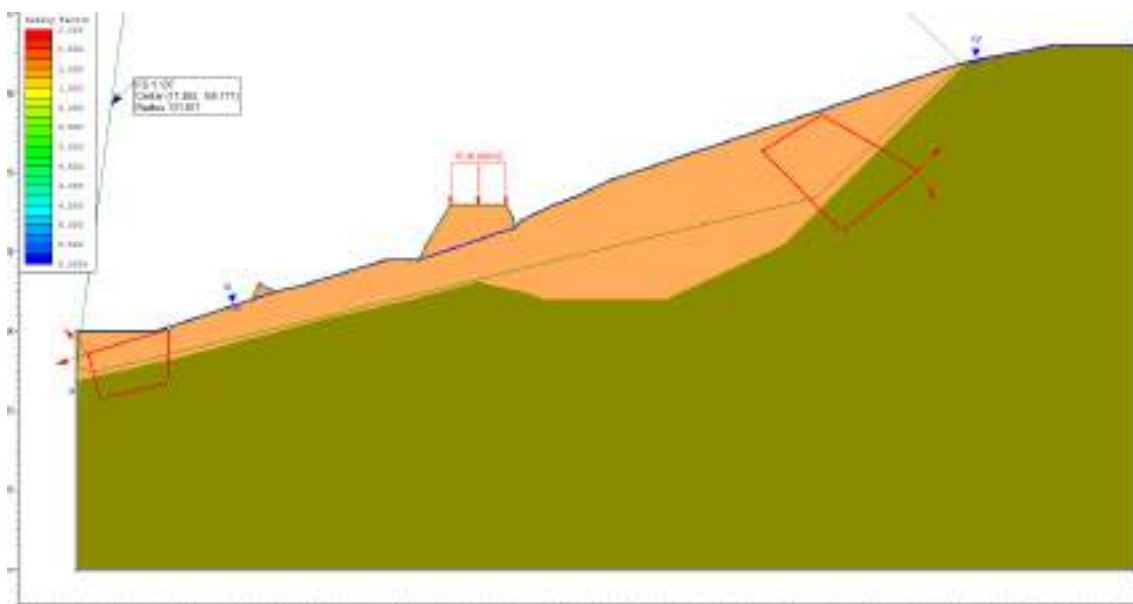


Imagen 27. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Ladera completa.

### Condición inicial – Psuedoestático

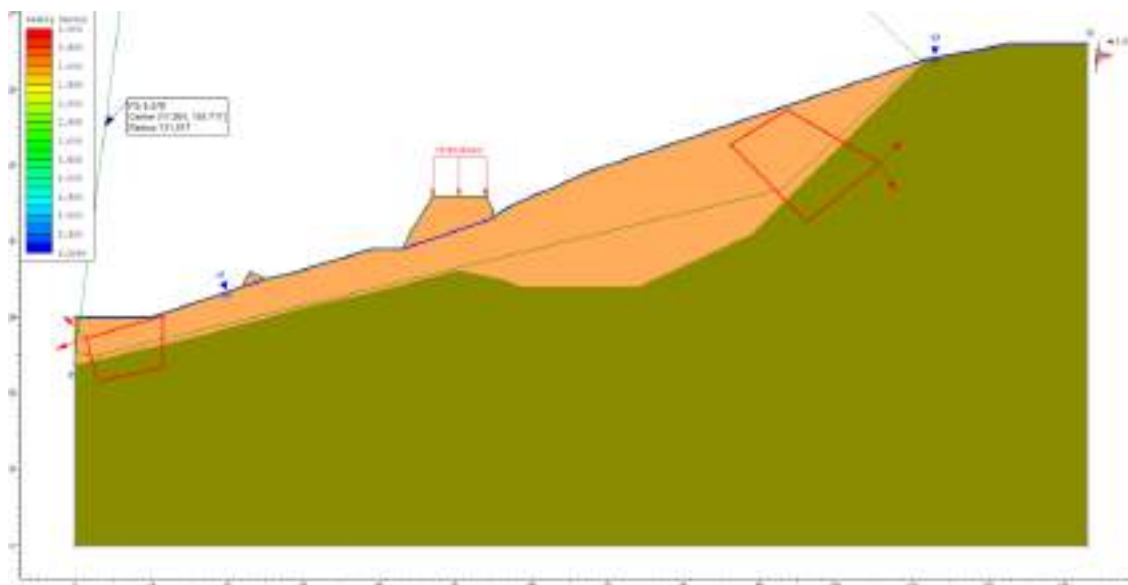


**Imagen 28.** Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Ladera completa.

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

**Tabla 14.** Factores de seguridad sector inestable K28+900

| Condición         | Factor de seguridad |             |
|-------------------|---------------------|-------------|
|                   | Estático            | Dinámico    |
| General - inicial | 1,13                | 0,579 < 1,0 |

## 6.3 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS

Con el fin de garantizar la estabilidad de la zona afectada y el paso seguro de los vehículos por el sector del K28+900, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención tanto en el talud interno como en el talud externo.

### 6.3.1 SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800 – OBRAS EN EL TALUD INTERNO

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

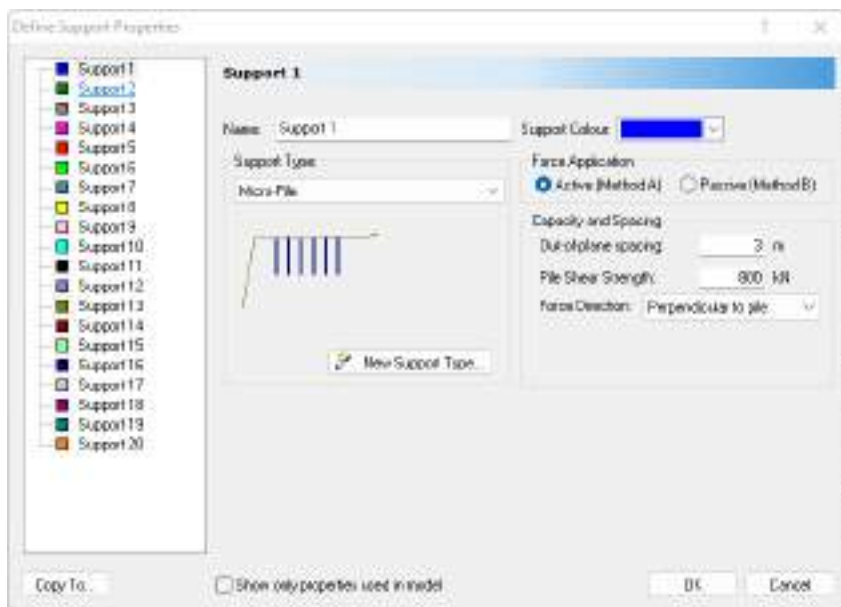


**Imagen 29.** Características de los materiales de contención ingresados al programa

Para los análisis de estabilidad con obras se analizaron dos panoramas, el primero de ellos implantando solo estructuras de contención hacia el talud interno, obteniendo un factor de seguridad menor a 1,5, lo cual no se cumple con la normatividad vigente, por lo tanto, se procede a la modelación e implementación de obras de contención tanto en el talud interno como en el externo. En las imágenes a continuación se presentan los modelos analizados en cada uno de los panoramas expresados. Se evalúan los mecanismos de falla del talud interno y el talud externo.

#### Condición con obras únicamente en el talud interno

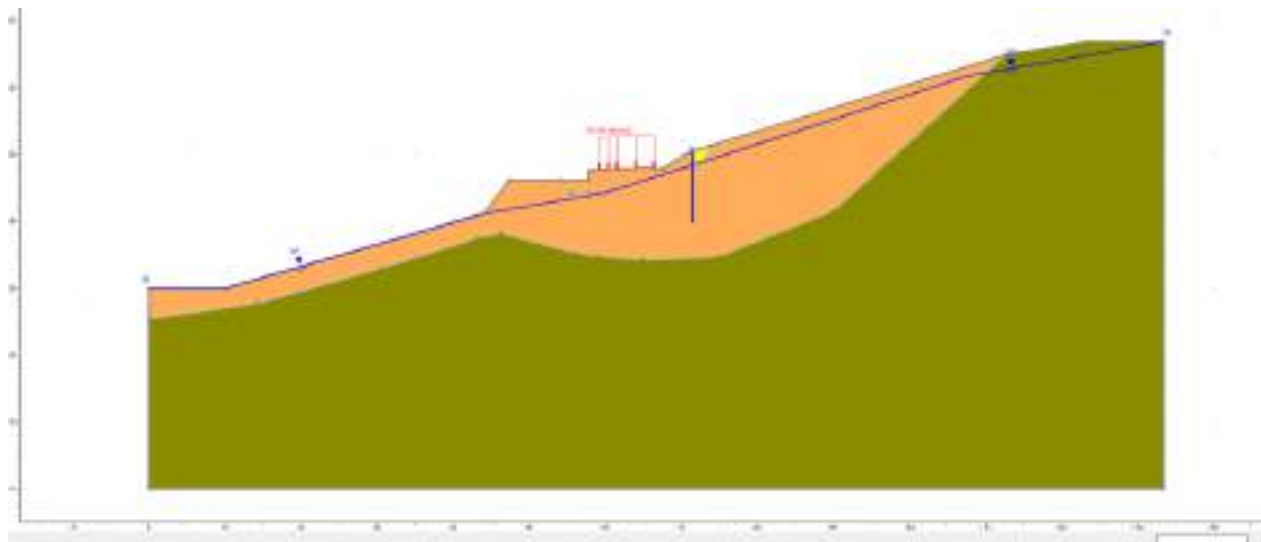


**Imagen 30.** Geometría de análisis del talud interno con obras talud interno - K29+800

Como se presenta en las siguientes imágenes, la superficie de falla del talud interno se profundiza conforme se incluye la obra de contención en dicho talud, que si bien es cierto ocasiona un aumento en el Factor de Seguridad aún se encuentra por debajo de los mínimos admisibles ( $FS=1,34$ ). Consecuentemente el Factor de Seguridad en condición psuedoestática es inferior a 1,05 y por tanto no cumple con lo requerido por la normatividad vigente ( $FS=0,695$ ).

**Condición con obras en talud interno – Factor de Seguridad estático para mecanismo de falla del talud interno**

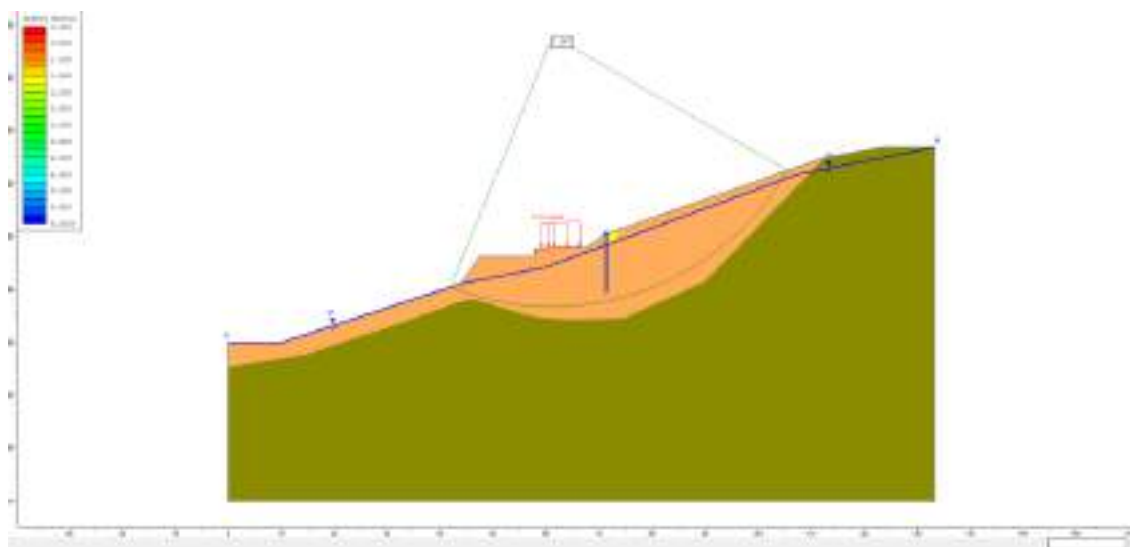


**Imagen 31.** Factor de seguridad C. obras talud interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno.

**Condición con obras en talud interno - Factor de Seguridad pseudoestático para mecanismo de falla del talud interno**

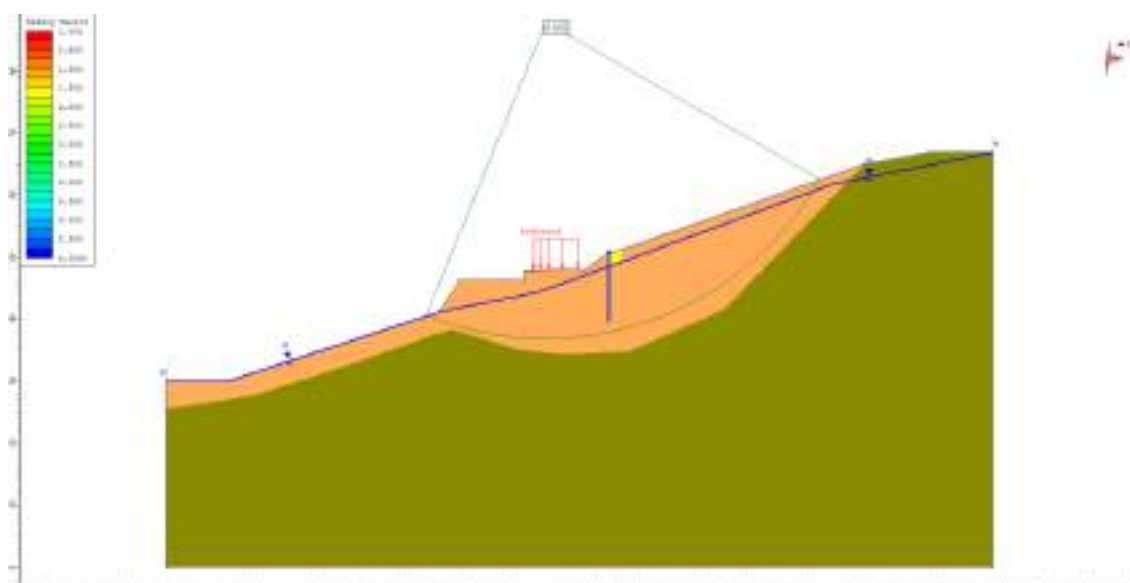


**Imagen 32.** Factor de seguridad C. obras talud interno – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno.

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

**Tabla 15.** Factores de seguridad sector inestable K28+900. Superficie de falla del talud interno.

| Condición                     | Factor de seguridad |             |
|-------------------------------|---------------------|-------------|
|                               | Estático            | Dinámico    |
| General – obras talud interno | 1,341               | 0,695 < 1,0 |

Complementariamente se evaluaron las condiciones de estabilidad de la banca de la vía y el talud externo una vez se proyecta la estructura de contención del talud interno, para ello se limitó el modelo a que evaluara los Factores de Seguridad en condición estática y pseudoestática de un mecanismo de falla que partiera de la estructura de contención propuesta y se proyectara cercanías al contacto de los dos materiales hasta la parte más baja del talud externo. En las condiciones anteriormente expuestas se obtienen factores de seguridad de 1,29 y de 0,68 en condición estática y pseudoestática respectivamente, resultados asociados a la continuidad del fenómeno de inestabilidad y consecuente con la falla del muro de contención superficial existente identificado en el sector.

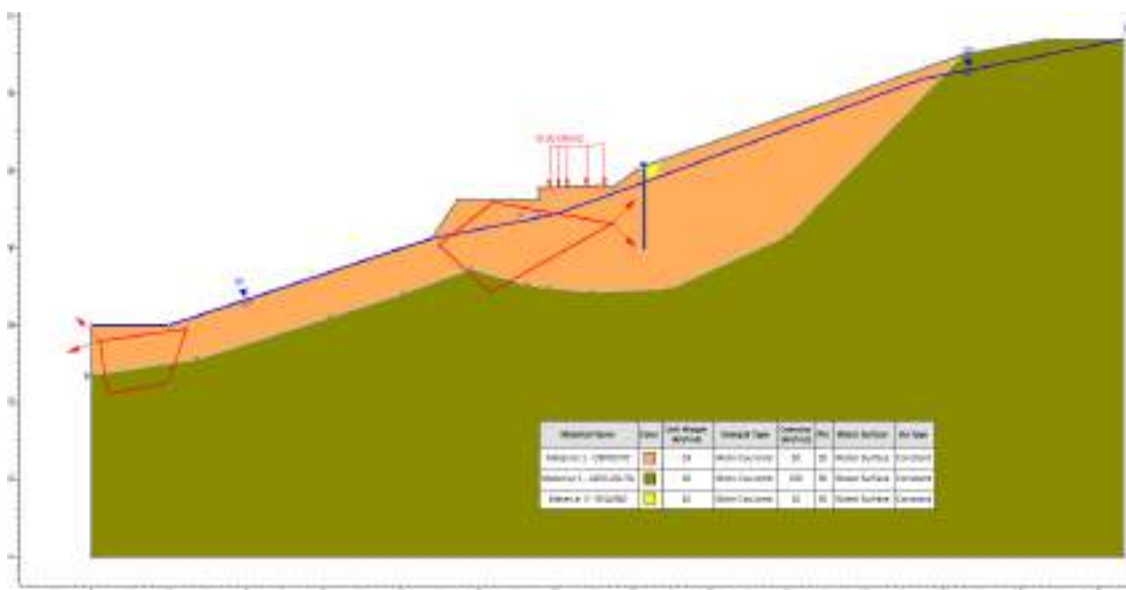


**Imagen 33.** Geometría de análisis del talud externo con obras talud interno - K29+800

Condición con obras en talud interno – Factor de Seguridad estático para mecanismo de falla del talud externo

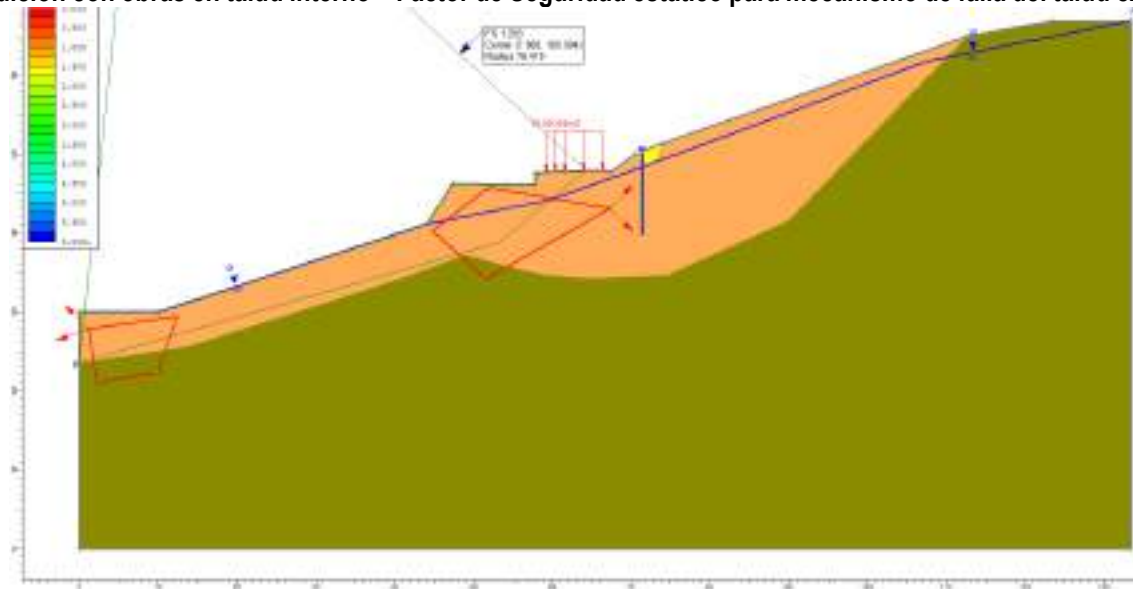


**Imagen 34.** Factor de seguridad C. obras talud interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud externo.

Condición con obras en talud interno - Factor de Seguridad pseudoestático para mecanismo de falla del talud externo

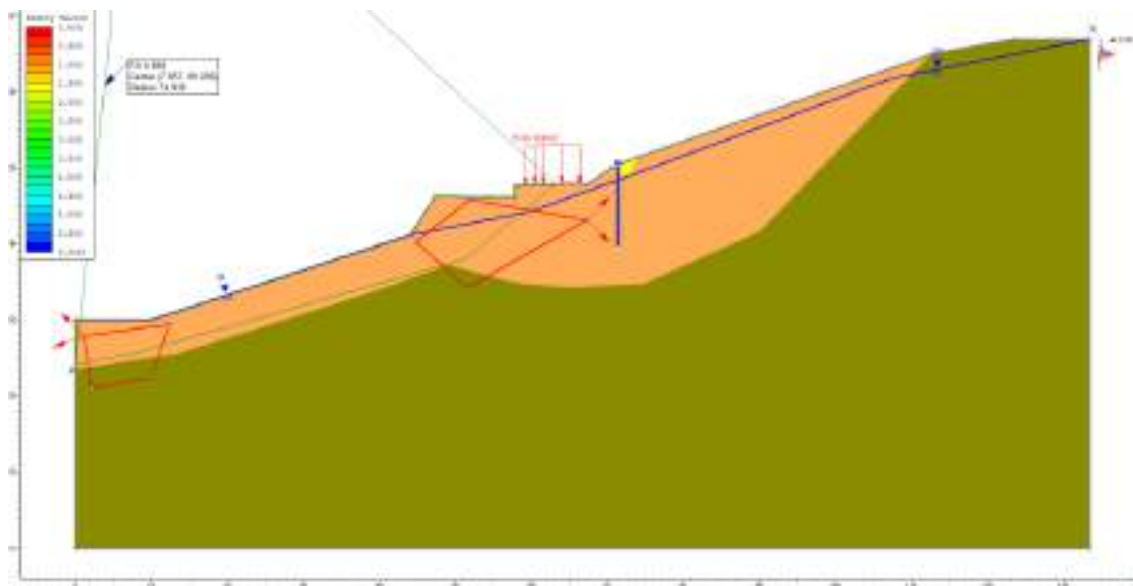


**Imagen 35.** Factor de seguridad C. obras talud interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud externo.

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

**Tabla 16.** Factores de seguridad sector inestable K28+900. Superficie de falla del talud externo

| Condición                     | Factor de seguridad |            |
|-------------------------------|---------------------|------------|
|                               | Estático            | Dinámico   |
| General – obras talud interno | 1,29                | 0,68 < 1,0 |

### 6.3.2 SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800 – OBRAS EN EL TALUD EXTERNO

De conformidad con lo presentado en los modelos anteriores, en las imágenes a continuación se muestran los análisis de estabilidad para el talud externo con la implementación de las obras propuestas únicamente en el externo con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la normatividad vigente, sin embargo, se observa que en esta condición no se cumple implantando únicamente obras en el talud externo para los mecanismos de falla producidos en el talud interno. La superficie de falla presentada inicia sobre el escarpe principal y aflora sobre la calzada.

#### Condición con obras únicamente en el talud externo



Imagen 36. Geometría de análisis del talud interno con obras talud externo.

#### Condición con obras talud externo – estático

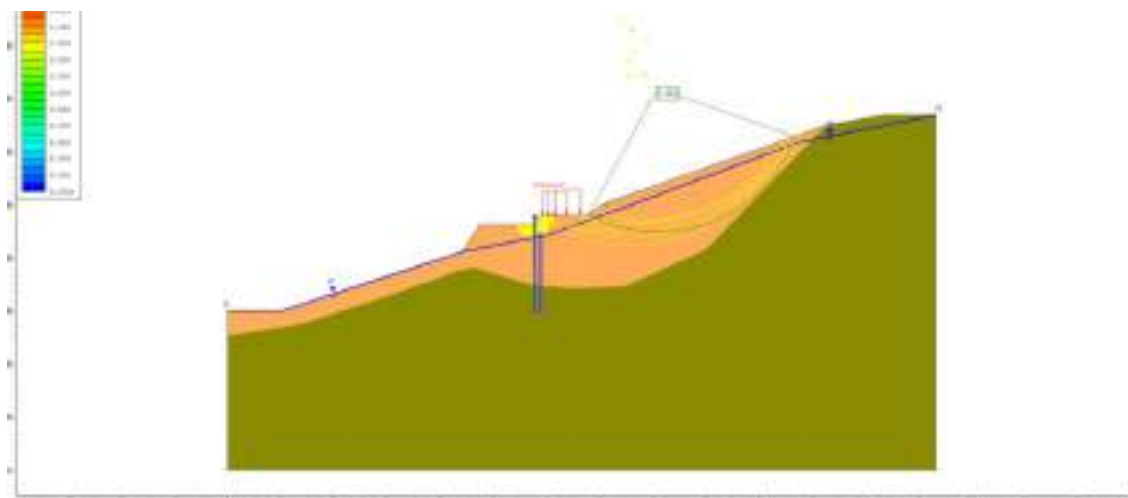


Imagen 37. Factor de seguridad C. obras talud externo – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno.

### Condición con obras talud externo - Pseudoestático

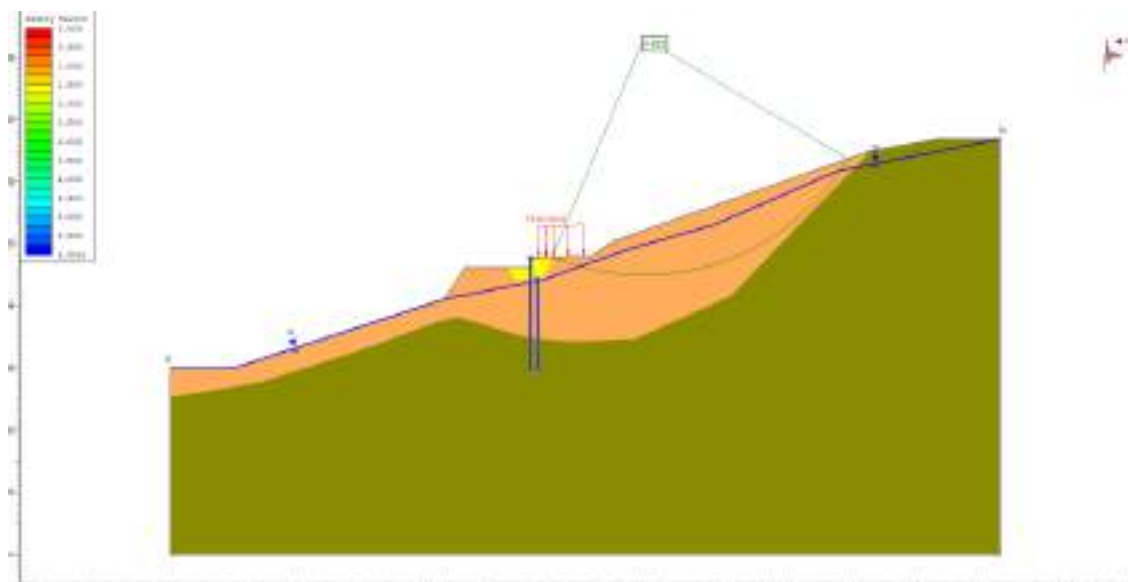


**Imagen 38.** Factor de seguridad C. obras talud externo – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla del talud interno

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

**Tabla 17.** Factores de seguridad sector inestable K28+900

| Condición                         | Factor de seguridad |           |
|-----------------------------------|---------------------|-----------|
|                                   | Estático            | Dinámico  |
| General – con obras talud externo | 1.445               | 0.829<1.0 |

Complementariamente se evaluaron las condiciones de estabilidad de la banca de la vía y el talud externo una vez se proyecta la estructura de contención del talud interno, para ello se limitó el modelo a que evaluara los Factores de Seguridad en condición estática y pseudoestática de un mecanismo de falla que partiera de banca de la vía y se proyectara cercarcanías al contacto de los dos materiales hasta la parte más baja del talud externo. En las condiciones anteriormente expuestas se obtienen factores de seguridad de 1,75 y de 1,08 en condición estática y pseudoestática respectivamente, cumpliendo con los Factores de Seguridad mínimos requeridos.

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

**Tabla 18.** Factores de seguridad sector inestable K28+900. Superficie de falla por la banca de la vía

| Condición                         | Factor de seguridad |          |
|-----------------------------------|---------------------|----------|
|                                   | Estático            | Dinámico |
| General – con obras talud externo | 1.75                | 1,08     |

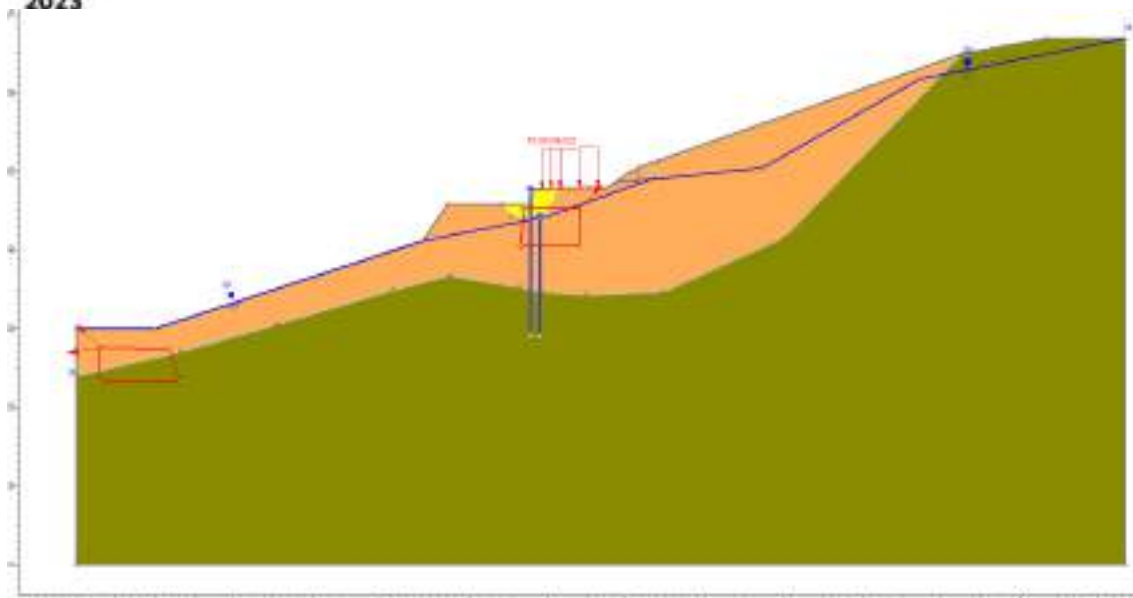


Imagen 39. Geometría de análisis de la banca de la vía con obras en el talud externo.

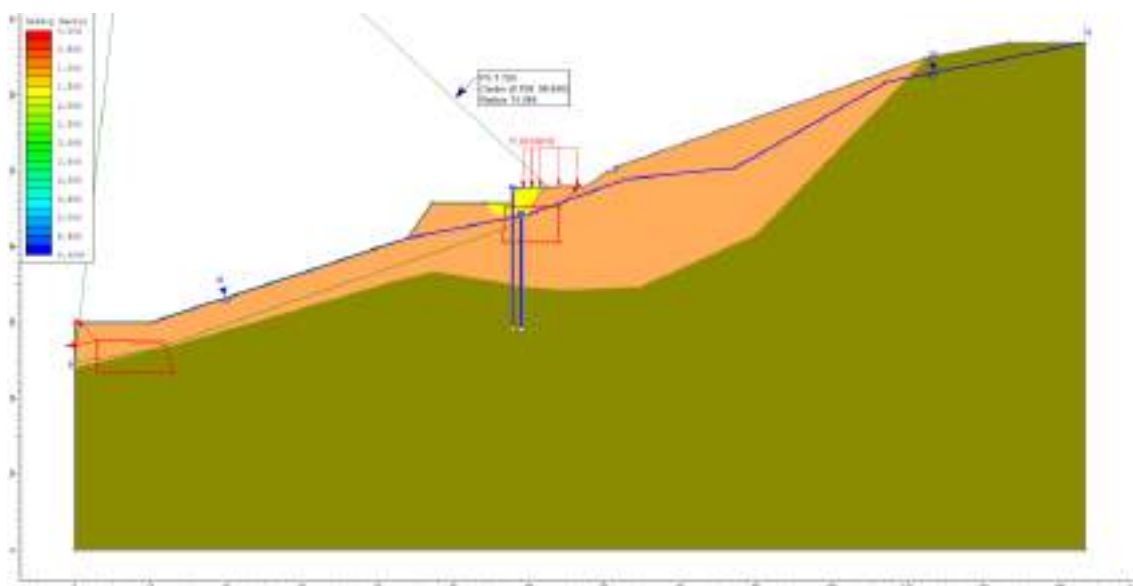


Imagen 40. Factor de seguridad C. obras talud externo – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla en la banca de la vía.

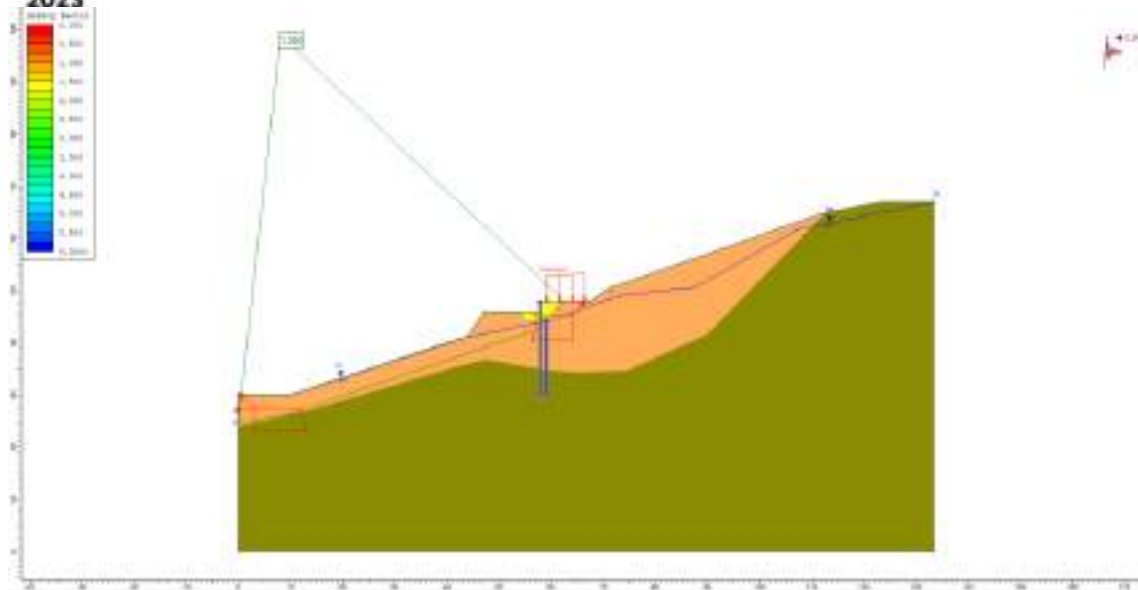


**Imagen 41.** Factor de seguridad C. obras talud externo – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Superficie de falla en la banca de la vía.

### 6.3.3 SECCIÓN DE ANÁLISIS K29+800 – IMPLEMENTACIÓN DE OBRAS EN EL TALUD EXTERNO E INTERNO

De acuerdo a lo anterior se observa que la implementación de las obras del talud interno o las obras del talud externo por separado favorecen la ocurrencia de mecanismos de falla con FS bajos a nivel de la banca de la vía, razón por la cual se procede a implementar obras de contención en ambos taludes con el fin de garantizar el factor de seguridad general de la ladera y así garantizar la estabilidad de la zona y el paso seguro de los vehículos y usuarios de la vía, a continuación se muestran los análisis efectuados con obras propuestas tanto en el talud interno como en el externo de la vía.

#### Condición obras en talud interno como externo



**Imagen 42.** Geometría de análisis C. obras talud externo e interno –K28+900

Condición obras en talud interno como externo- Estático



Imagen 43. Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900

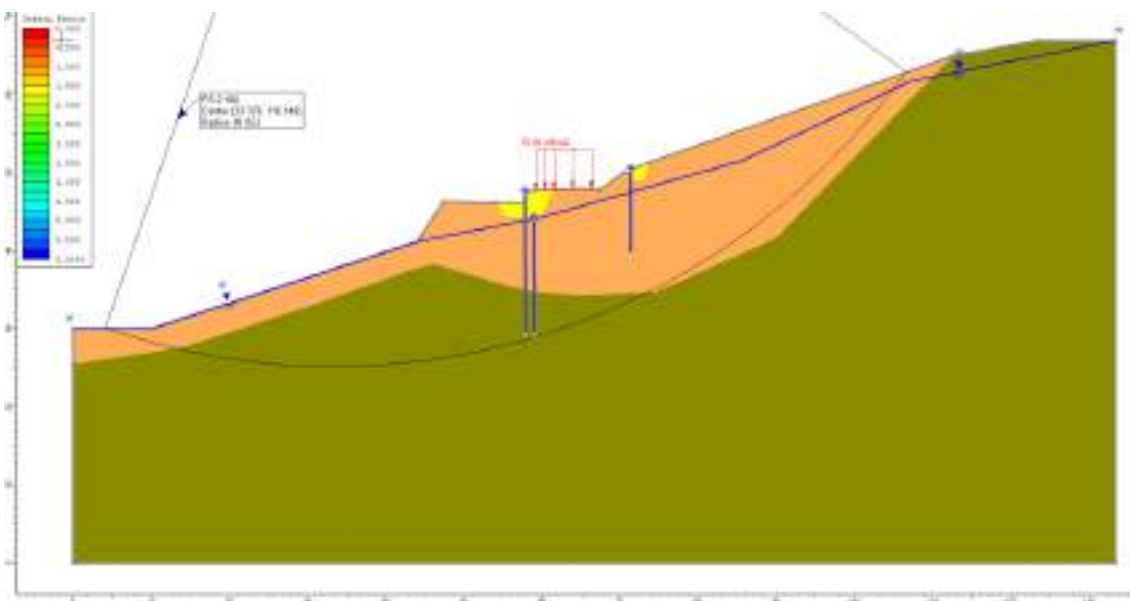


Imagen 44. Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900.  
Mecanismo de Falla general de la ladera.

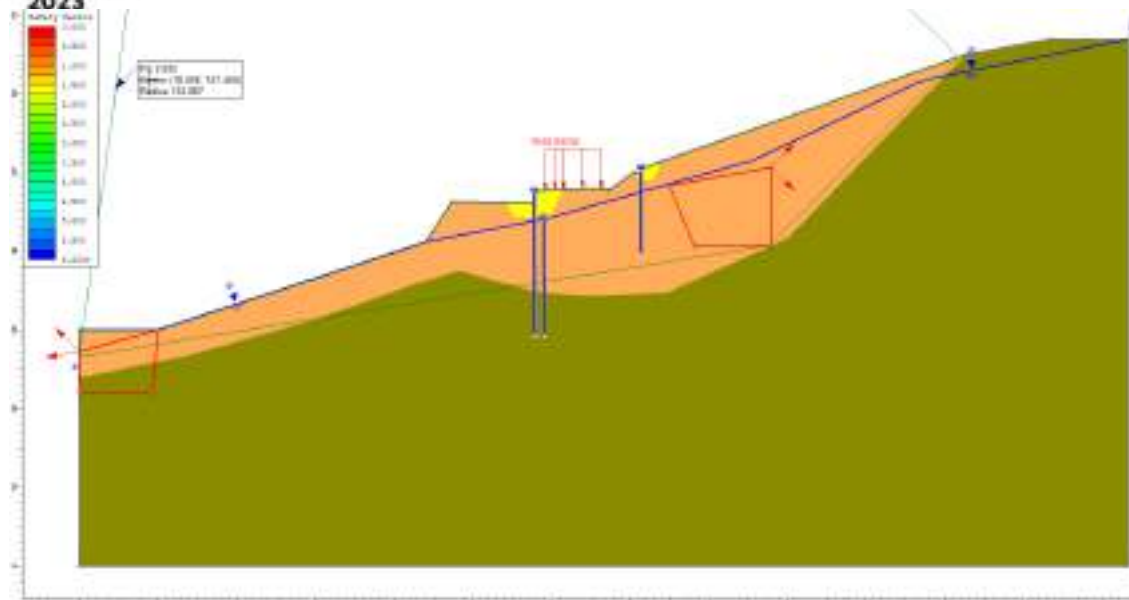


Imagen 45. Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900.  
Mecanismo de Falla sobre las obras de contención.

#### Condición obras en talud interno como externo- Pseudoestático

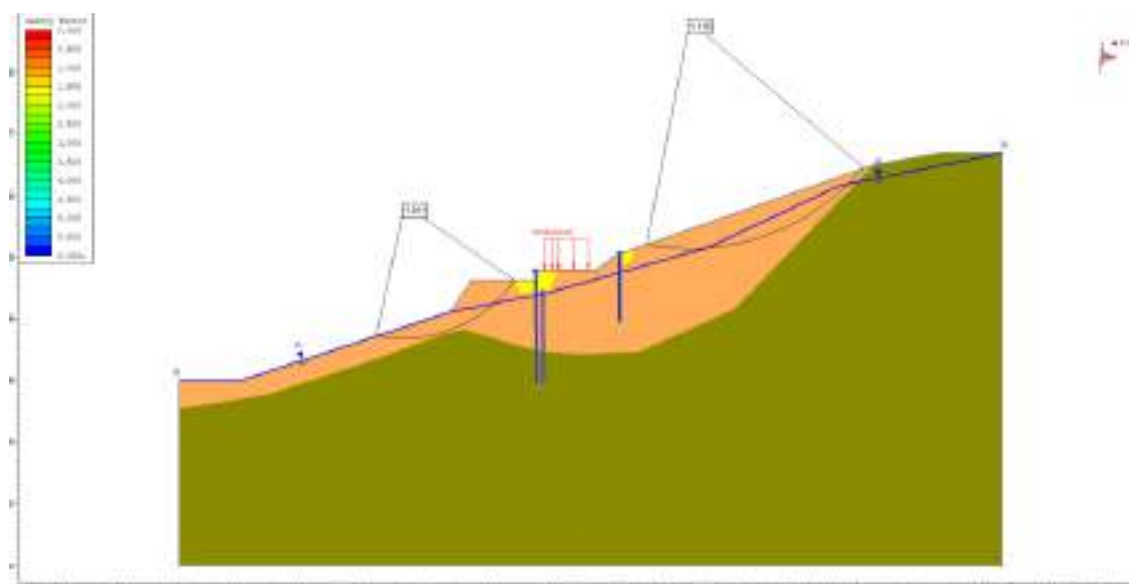


Imagen 46. Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900



TOLIMA SUR  
2023

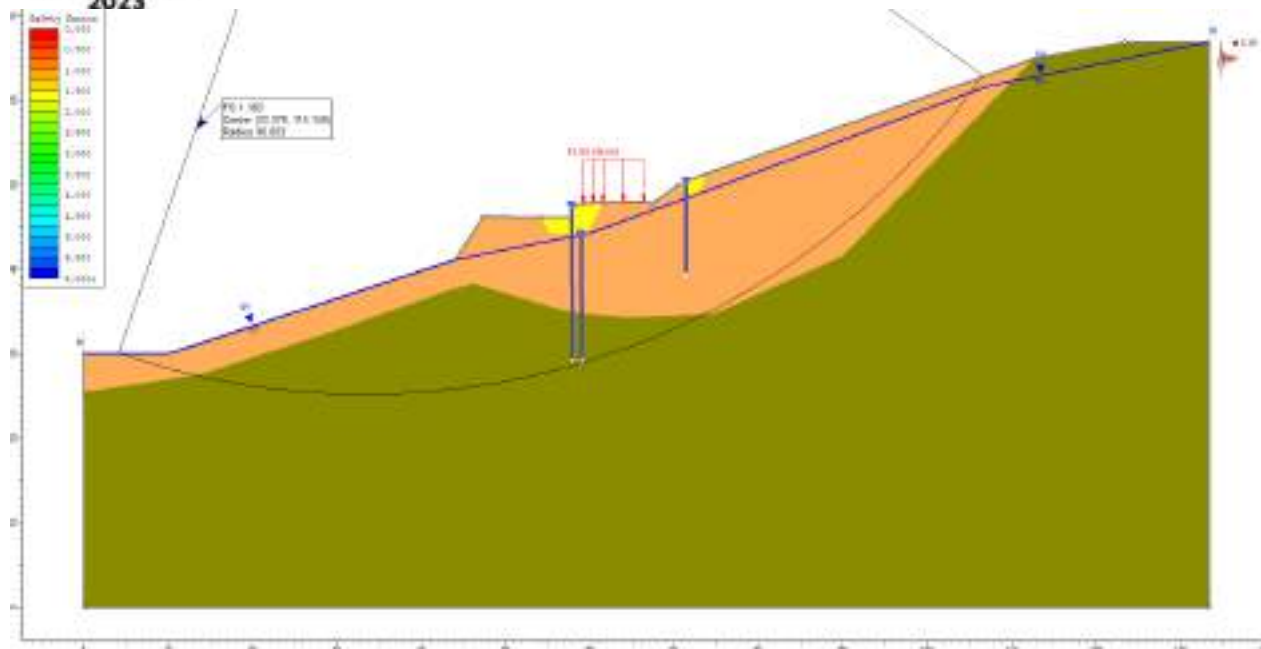


Imagen 47. Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Mecanismo de Falla general de la ladera.

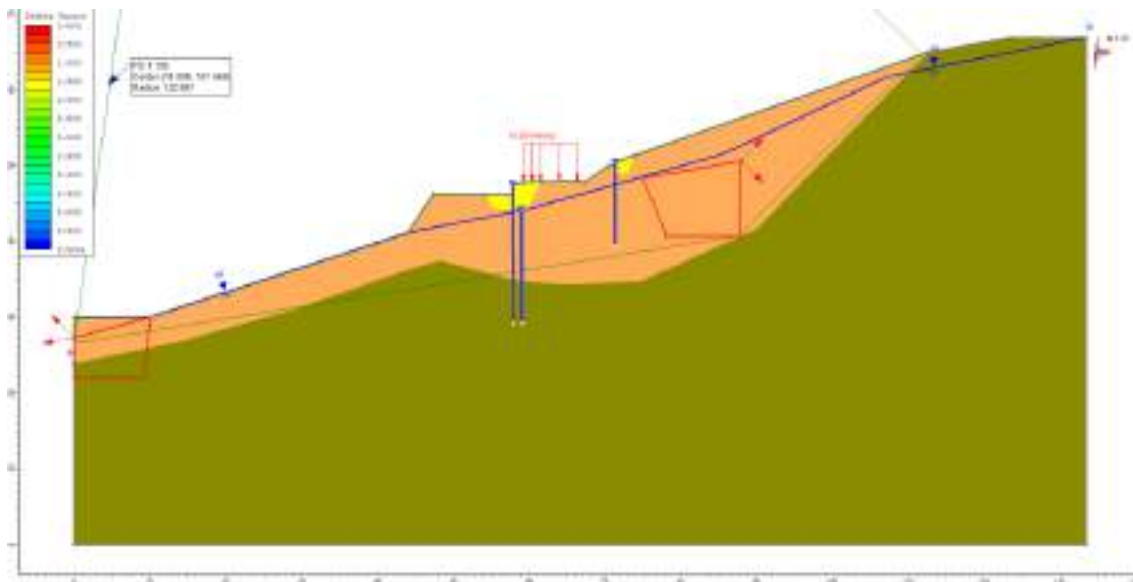


Imagen 48. Factor de seguridad C. obras talud externo e interno – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900. Mecanismo de Falla sobre las obras de contención.

Como se presentó en las anteriores imágenes, la superficie de falla tanto del talud interno como del talud externo cumplen las condiciones mínimas del FS requerido por la normatividad colombiana en condición estática y pseudoestática para el talud interno el externo y superficie general de la ladera. En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado. Es de resaltar que si bien es cierto el mecanismo de falla a través de las estructuras de contención presenta un factor de seguridad de 2,6 en condición pseudoestática no se debe considerar como una sobreestimación de las obras requeridas, por el contrario, cada una de las obras atiende unas

superficies de falla diferentes de forma óptima, que al sumar su efecto sobre la falla general de la ladera logra dichos Factores de Seguridad.

**Tabla 19.** Factores de seguridad sector inestable K28+900

| Condición                                   | Factor de seguridad |          |
|---------------------------------------------|---------------------|----------|
|                                             | Estático            | Dinámico |
| General – con obras talud externo e interno | 1.618               | 1,183    |

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

Para tal efecto y haciendo uso de un modelo de equilibrio límite mediante el programa de computador SLIDE. El modelo geotécnico fue representado mediante un espacio bidimensional. El comportamiento mecánico de los estratos definidos fue establecido mediante un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb, los valores de factor de seguridad fueron avaluados con base en los mínimos valores obtenidos de cientos de superficies de falla de tipo circular.

Se evalúa en el presente capítulo, el comportamiento de las paredes de las excavaciones, los factores de seguridad asociados al proceso y las inclinaciones de seguridad.

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

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

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

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

Geometría de análisis

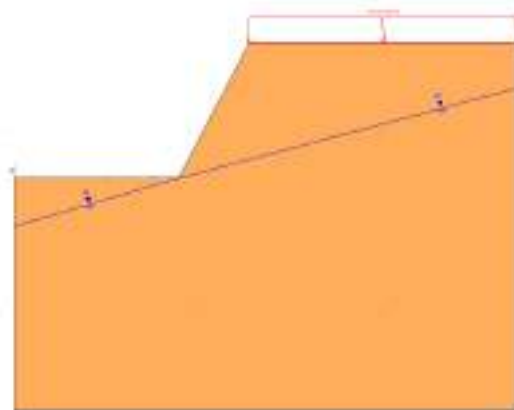


**Imagen 49.** Geometría de análisis para corte temporal

Corte temporal condición estático

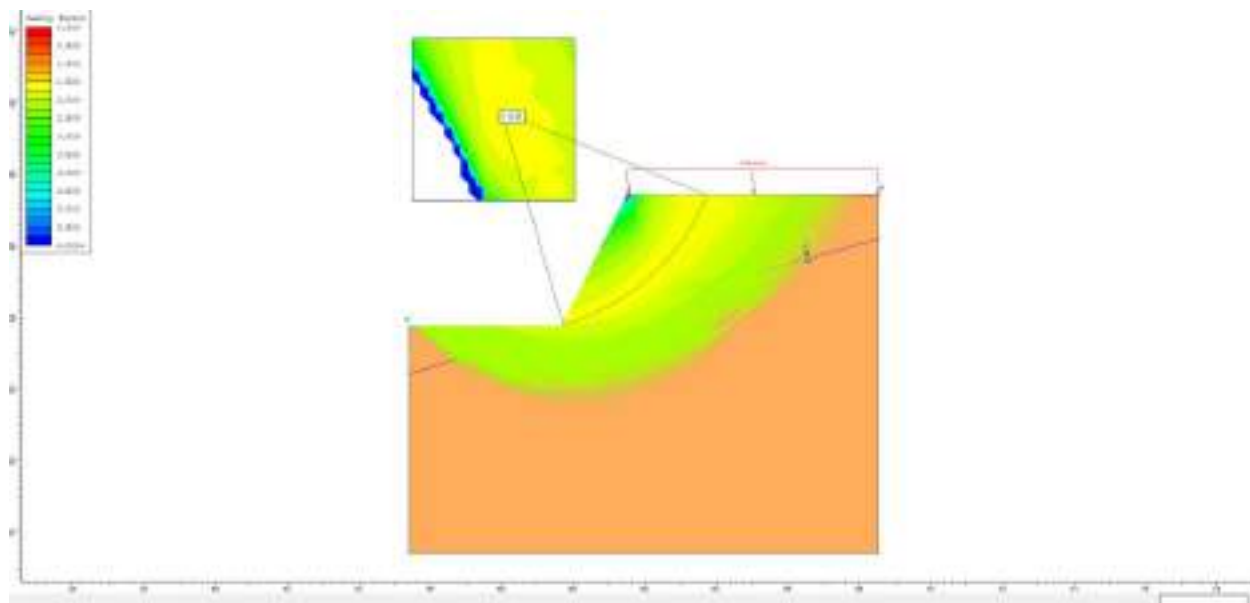


Imagen 50. Factor de seguridad Corte temporal – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900

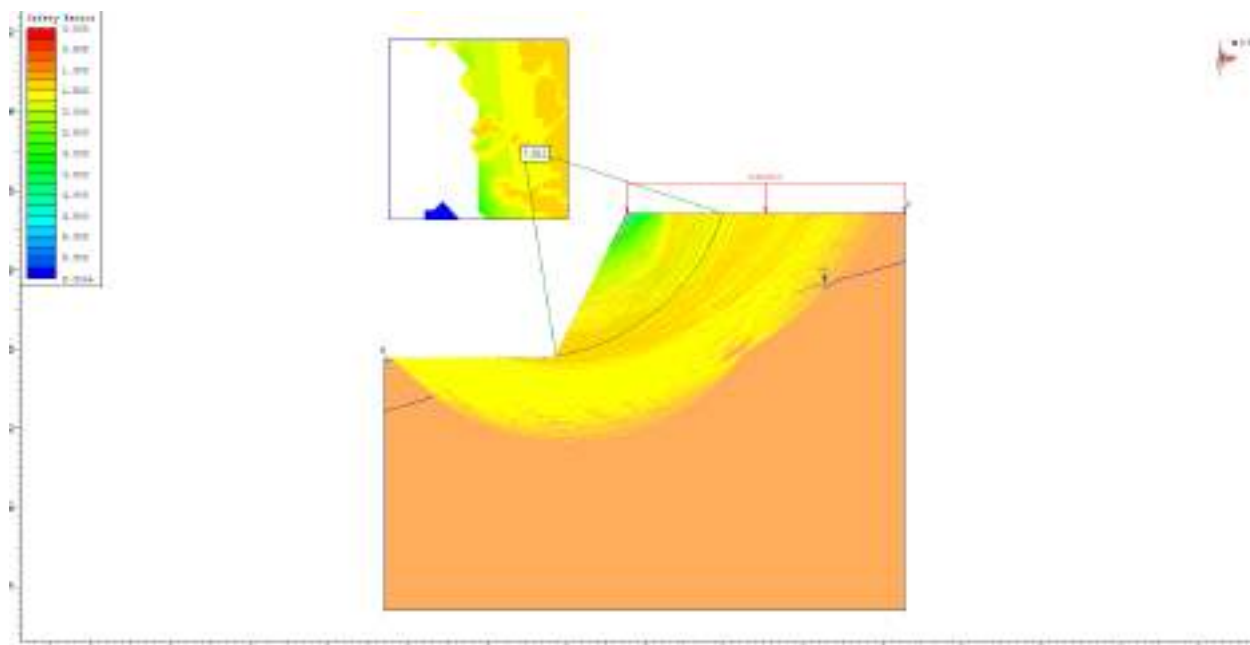


Imagen 51. Factor de seguridad Corte temporal – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K28+900

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado. Es de resaltar que estos cortes consideran el Nivel Freático abatido, por tal razón en el numeral 7 se establece el proceso constructivo para la ejecución de las obras previstas.

**Tabla 20.** Factores de seguridad cortes temporales sector inestable K28+900

| Altura<br>máxima de<br>corte (m) | Inclinación      | Factor de seguridad |          |
|----------------------------------|------------------|---------------------|----------|
| 4                                | 64° (1,0H; 2,0V) | Estático            | Dinámico |
|                                  |                  | 1.638               | 1.26     |

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

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

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

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

(Fuente NSR-10)

## 6.5 CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS

Como se mencionó anteriormente, para el talud interno y externo y dadas las condiciones de inestabilidad que se presentan en la zona, con base en la secuencia estratigráfica obtenida durante el desarrollo del programa de exploración del subsuelo y en las características de los materiales, se establece como cimentación más adecuada una cimentación mediante elementos profundos tipo caisson, los cuales deben ser preexcavados y fundidos in situ.

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud interno la construcción de una viga cabezal apoyada mediante elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitudes variables entre 10m y 20m, cuya distribución será de la siguiente manera.

Tramo entre las abscisas K29+780 y K29+840, los caisson contarán con una longitud de 10m y diámetro de 1,20m. Esta solución será implementada en una longitud de 60m aproximadamente.

Tramo comprendido entre las abscisas K29+750 y K29+780, los caisson contarán con una longitud de 20m y diámetro de 1,20m. Esta solución será implementada en una longitud de 30m aproximadamente.

Para el talud externo, se plantea la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 15m, la pantalla del muro contará con alturas entre 4,0m y 5,5m aproximadamente. El muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

Los caisson estarán separados máximo tres veces el diámetro entre ejes.

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

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

#### Estado límite de resistencia - tramo entre las abscisas K29+780 y K29+840

Así las cosas y con el fin de brindar varias alternativas para la selección del sistema de cimentación, se ha evaluado la magnitud de la capacidad de carga de seguridad para diversas geometrías de caisson, con diámetros variables entre 1,20 y 1,6m y longitudes entre 6m y 10m, para el tramo entre las abscisas K29+780 y K29+840.

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

**Tabla 21.** Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K29+780 y K29+840 – talud interno

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |          |          |          |          |
|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|          | Longitud (m)           |          |          |          |          |
|          | 6                      | 7        | 8        | 9        | 10       |
| 1,20     | 627,86                 | 661,549  | 695,243  | 728,937  | 762,631  |
| 1,3      | 736,858                | 776,402  | 815,95   | 855,489  | 895,03   |
| 1,4      | 854,581                | 900,442  | 946,303  | 992,164  | 1038,025 |
| 1,5      | 981,02                 | 1033,671 | 1086,32  | 1138,964 | 1191,611 |
| 1,6      | 1116,188               | 1176,088 | 1235,988 | 1295,888 | 1355,788 |

\*carga en toneladas

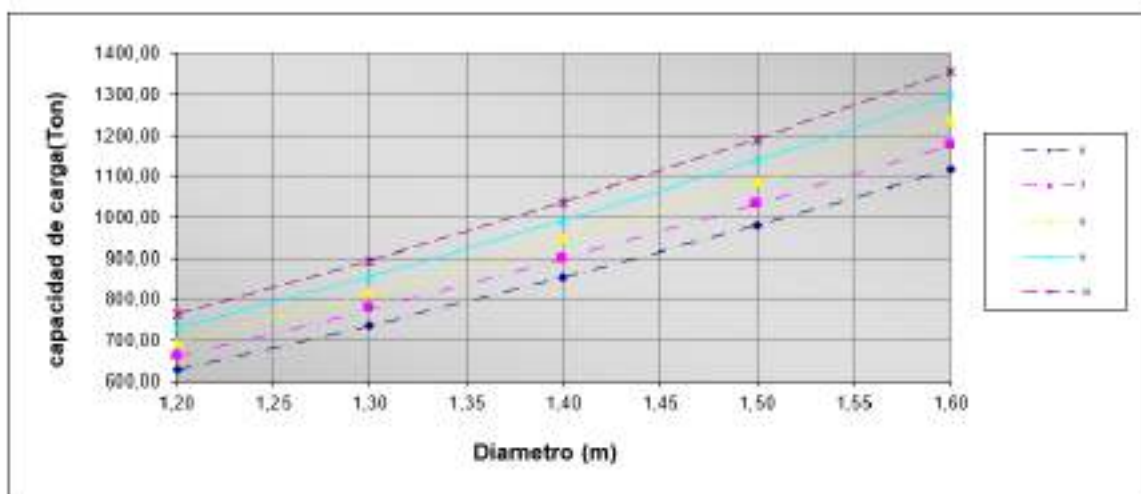


Imagen 52. Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+840 – talud interno

### Estado límite de servicio

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

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

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

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

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

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

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales son de 4,5cm.

### Coefficiente de reacción vertical (Kv)

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

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **16049,9 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **1310,08ton/m<sup>3</sup>**.

### Valores de Resorte Horizontal (Kh)

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

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

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

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

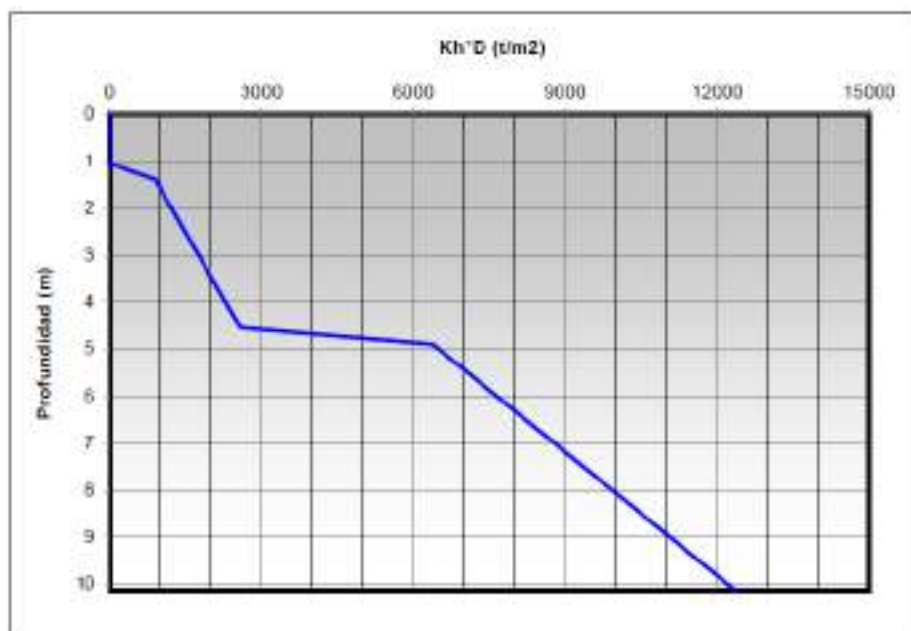


Imagen 53. Coeficiente de reacción horizontal (Kh).

Estado límite de evento extremo - tramo entre las abscisas K29+780 y K29+840

Tabla 22. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K29+780 y K29+840 – estado límite de evento extremo

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |          |          |          |          |
|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|          | Longitud (m)           |          |          |          |          |
|          | 6                      | 7        | 8        | 9        | 10       |
| 1,20     | 1883,57                | 1984,648 | 2085,730 | 2186,811 | 2287,893 |
| 1,3      | 2210,575               | 2329,205 | 2447,84  | 2566,466 | 2685,10  |
| 1,4      | 2563,744               | 2701,327 | 2838,910 | 2976,493 | 3114,076 |
| 1,5      | 2943,07                | 3101,013 | 3258,95  | 3416,892 | 3574,832 |
| 1,6      | 3348,563               | 3528,264 | 3707,964 | 3887,664 | 4067,365 |

\*carga en toneladas

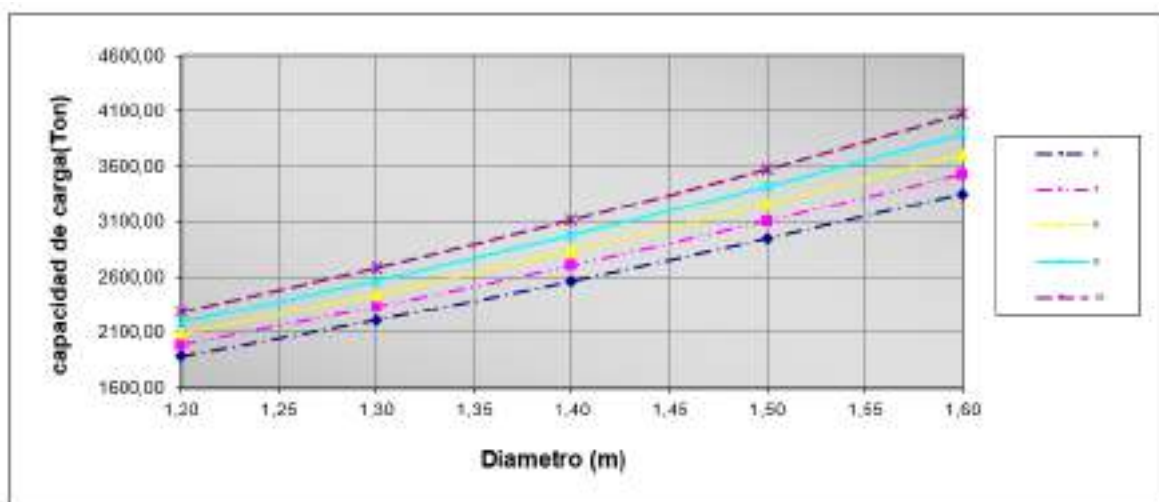


Imagen 54. Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+840

### Capacidad de carga lateral - Método de Broms

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

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

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

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

Tabla 23. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

| Diam (m) | Longitud (m) |        |        |         |      |
|----------|--------------|--------|--------|---------|------|
|          | 6            | 7      | 8      | 9       | 10   |
| 1,2      | 327,12       | 467,92 | 614,57 | 767,07  | 925  |
| 1,3      | 354,38       | 506,91 | 665,78 | 830,99  | 1003 |
| 1,4      | 381,65       | 545,90 | 716,99 | 894,91  | 1080 |
| 1,5      | 408,91       | 584,90 | 768,21 | 958,84  | 1157 |
| 1,7      | 436,17       | 623,89 | 819,42 | 1022,76 | 1234 |

\*carga en toneladas

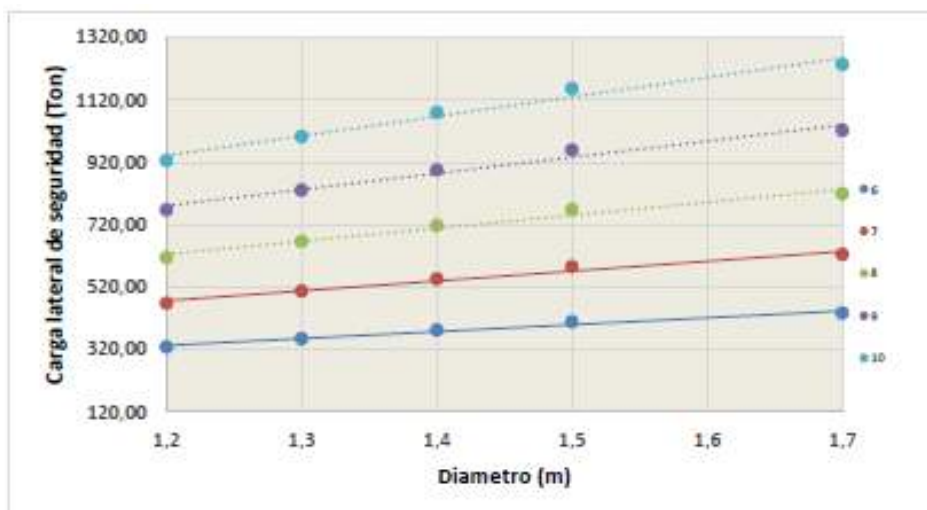


Imagen 55. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

### Resistencia a la Tracción

Los valores a continuación corresponden a la resistencia a la tracción de los caisson para el sector del K29+780 y K29+840, ya se les ha afectado por el factor de reducción.

Tabla 24. Resistencia a la Tracción

| Diam (m) | Longitud (m) |        |        |        |        |
|----------|--------------|--------|--------|--------|--------|
|          | 6            | 7      | 8      | 9      | 10     |
| 1,2      | 65,47        | 84,43  | 104,09 | 124,45 | 145,50 |
| 1,3      | 72,39        | 93,18  | 114,73 | 137,02 | 160,07 |
| 1,4      | 79,54        | 102,20 | 125,66 | 149,94 | 175,03 |
| 1,5      | 86,92        | 111,48 | 136,90 | 163,19 | 190,36 |
| 1,6      | 94,53        | 121,02 | 148,44 | 176,79 | 206,06 |

\* carga en toneladas

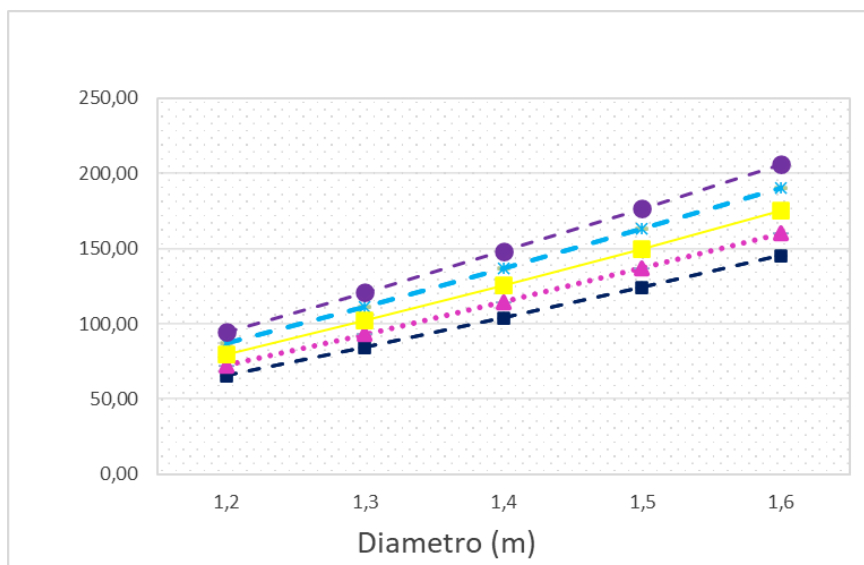


Imagen 56. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado

#### Estado límite de Resistencia - tramo entre las abscisas K29+780 y K29+750

Con el fin de brindar varias alternativas para la selección del sistema de cimentación, se ha evaluado la magnitud de la capacidad de carga de seguridad para diversas geometrías de caisson, con diámetros variables entre 1,20 y 1,6m y longitudes entre 16m y 20m, para el tramo entre las abscisas K29+780 y K29+750.

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

Tabla 25. Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K29+780 y K29+750 – talud interno

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |          |          |          |          |
|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|          | Longitud (m)           |          |          |          |          |
|          | 16                     | 17       | 18       | 19       | 20       |
| 1,20     | 892,14                 | 925,830  | 959,524  | 993,218  | 1026,912 |
| 1,3      | 1047,021               | 1086,565 | 1126,11  | 1165,652 | 1205,20  |
| 1,4      | 1214,297               | 1260,158 | 1306,019 | 1351,880 | 1397,741 |
| 1,5      | 1393,96                | 1446,610 | 1499,26  | 1551,903 | 1604,550 |
| 1,6      | 1586,021               | 1645,921 | 1705,821 | 1765,721 | 1825,621 |

\*carga en toneladas

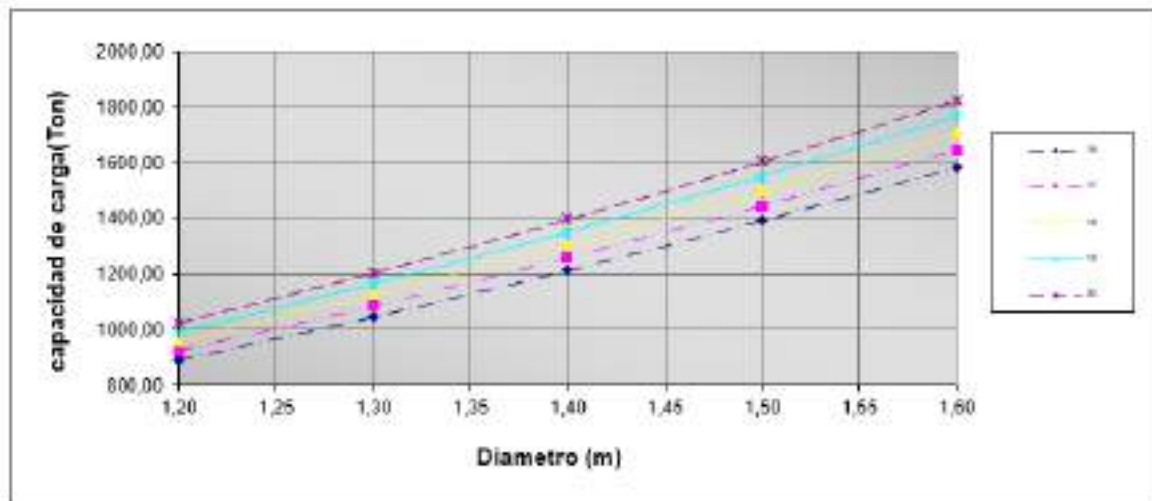


Imagen 57. Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+750 – talud interno

### Estado límite de servicio

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

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

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

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

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales son de **5,0cm**.

### Coeficiente de reacción vertical (Kv)

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **20494,89 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **836,44ton/m<sup>3</sup>**.

### Valores de Resorte Horizontal (Kh)

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

En la gráfica siguiente se presentan los valores de resorte horizontal (Kh) hasta una profundidad de 20m.

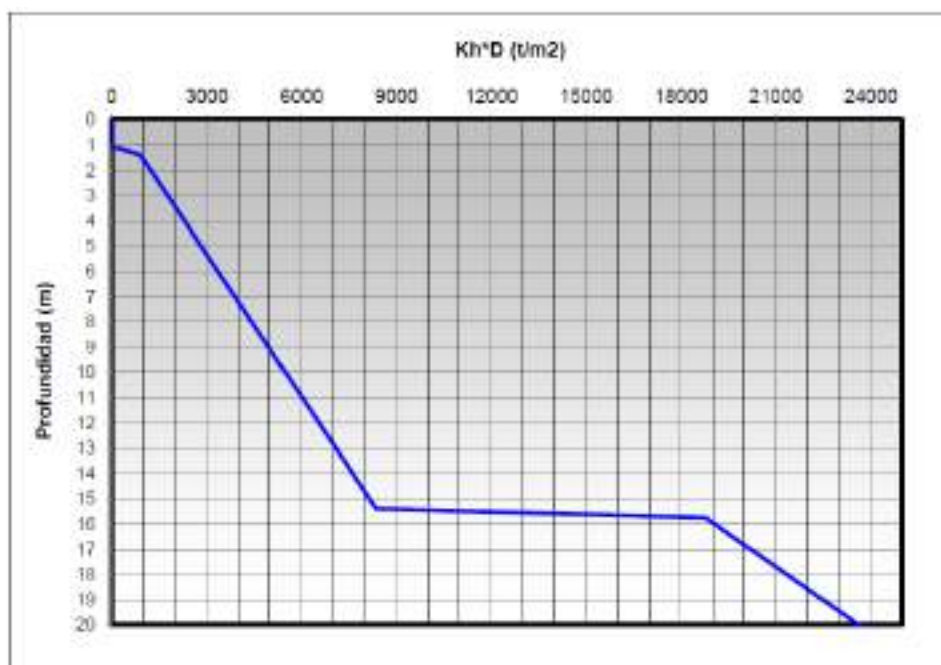


Imagen 58. Coeficiente de reacción horizontal (Kh).

Estado límite de evento extremo - tramo entre las abscisas K29+780 y K29+750

Tabla 26. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K29+780 y K29+750 – estado límite de evento extremo

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |          |          |          |          |
|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|          | Longitud (m)           |          |          |          |          |
|          | 16                     | 17       | 18       | 19       | 20       |
| 1,20     | 2676,41                | 2777,491 | 2878,573 | 2979,654 | 3080,736 |
| 1,3      | 3141,064               | 3259,695 | 3378,32  | 3496,955 | 3615,59  |
| 1,4      | 3642,891               | 3780,474 | 3918,057 | 4055,640 | 4193,223 |
| 1,5      | 4181,89                | 4339,830 | 4497,77  | 4655,710 | 4813,649 |
| 1,6      | 4758,062               | 4937,762 | 5117,463 | 5297,163 | 5476,863 |

\*carga en toneladas

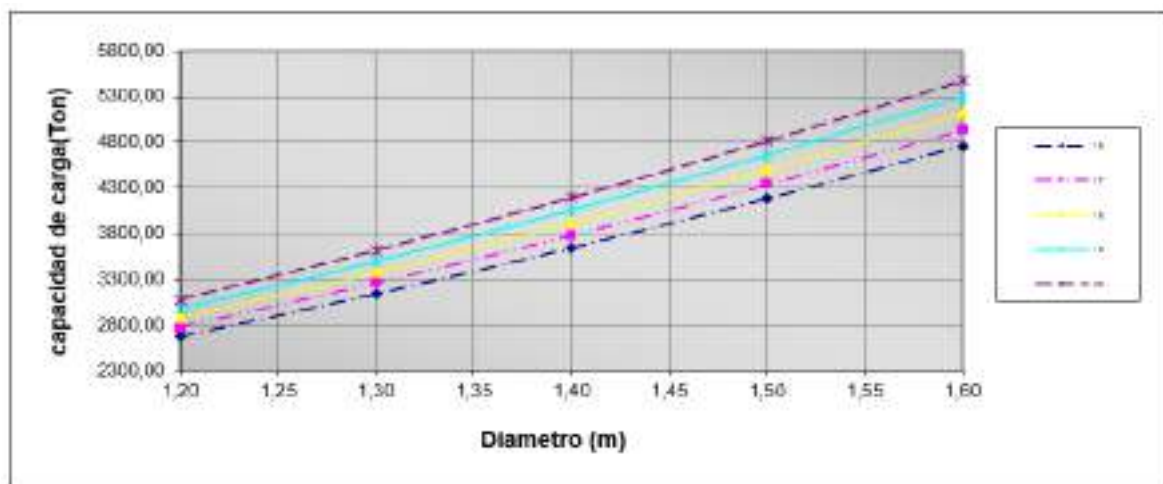


Imagen 59. Capacidad de carga de seguridad caisson K29+780 y K29+750

Capacidad de carga lateral

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

| Diam (m) | Longitud (m) |         |         |         |      |
|----------|--------------|---------|---------|---------|------|
|          | 16           | 17      | 18      | 19      | 20   |
| 1,2      | 702,31       | 795,74  | 892,09  | 989,91  | 1088 |
| 1,3      | 760,84       | 862,05  | 966,44  | 1073,98 | 1183 |
| 1,4      | 819,36       | 928,37  | 1040,78 | 1156,60 | 1276 |
| 1,5      | 877,89       | 994,68  | 1115,12 | 1239,21 | 1367 |
| 1,7      | 936,41       | 1060,99 | 1189,46 | 1321,82 | 1458 |

\*carga en toneladas

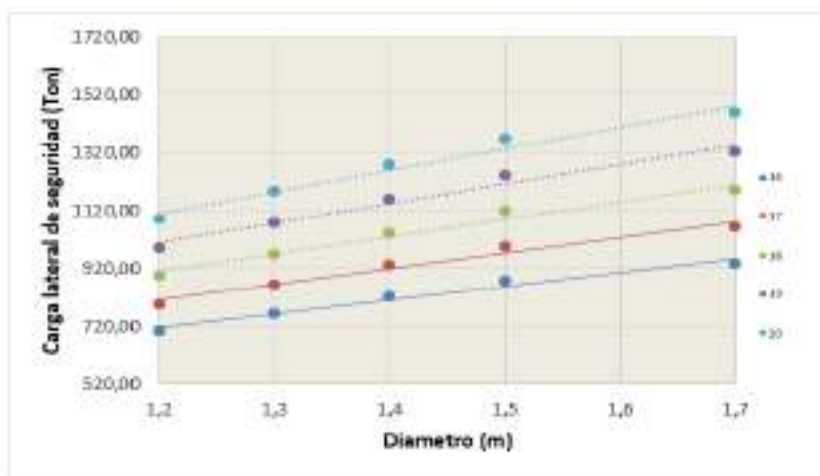


Imagen 60. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del Caisson seleccionado

### Resistencia a la Tracción

Los valores a continuación corresponden a la resistencia a la tracción de los caisson para el sector del K29+780 y K29+750, ya se les ha afectado por el factor de reducción.

Tabla 28. Resistencia a la Tracción

| Diam (m) | Longitud (m) |        |        |        |        |
|----------|--------------|--------|--------|--------|--------|
|          | 16           | 17     | 18     | 19     | 20     |
| 1,2      | 178,59       | 203,04 | 228,19 | 253,68 | 279,18 |
| 1,3      | 197,39       | 224,12 | 251,61 | 279,85 | 308,47 |
| 1,4      | 216,80       | 245,85 | 275,72 | 306,39 | 337,88 |
| 1,5      | 236,80       | 268,22 | 300,50 | 333,65 | 367,67 |
| 1,6      | 257,42       | 291,23 | 325,96 | 361,63 | 398,21 |

\* carga en toneladas

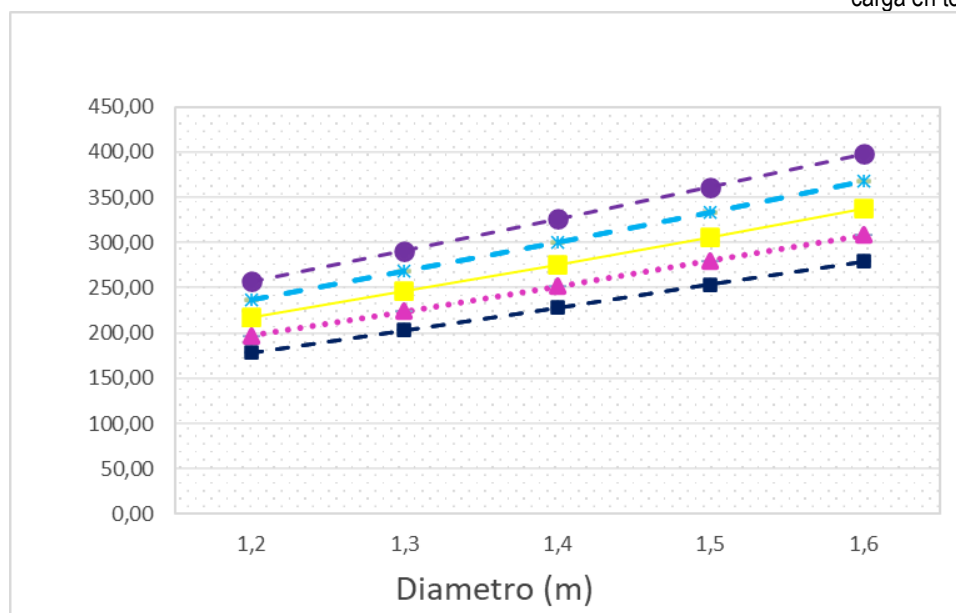


Imagen 61. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado

### Talud externo – tramo K29+750 – K29+840

Para el talud externo, se plantea la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 15m, la pantalla del muro contará con alturas entre 4,0m y 5,5m aproximadamente. El muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

### Estado límite de Resistencia - tramo entre las abscisas K29+750y K29+840

Con el fin de brindar varias alternativas para la selección del sistema de cimentación, se ha evaluado la magnitud de la capacidad de carga de seguridad para diversas geometrías de caisson, con diámetros variables entre 1,20 y 1,6m y longitudes entre 15m y 20m, para el tramo entre las abscisas K29+750 y K29+840.

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

**Tabla 29.** Capacidad de carga de seguridad para los caisson tramo K29+750 y K29+840 – talud Externo

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |          |          |          |          |
|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|          | Longitud (m)           |          |          |          |          |
|          | 15                     | 16       | 18       | 19       | 20       |
| 1,20     | 893,04                 | 926,735  | 994,123  | 1027,817 | 1061,510 |
| 1,3      | 1048,083               | 1087,627 | 1166,71  | 1206,257 | 1245,80  |
| 1,4      | 1215,529               | 1261,390 | 1353,112 | 1398,973 | 1444,834 |
| 1,5      | 1395,38                | 1448,024 | 1553,32  | 1605,964 | 1658,610 |
| 1,6      | 1587,629               | 1647,529 | 1767,330 | 1827,230 | 1887,130 |

\*carga en toneladas

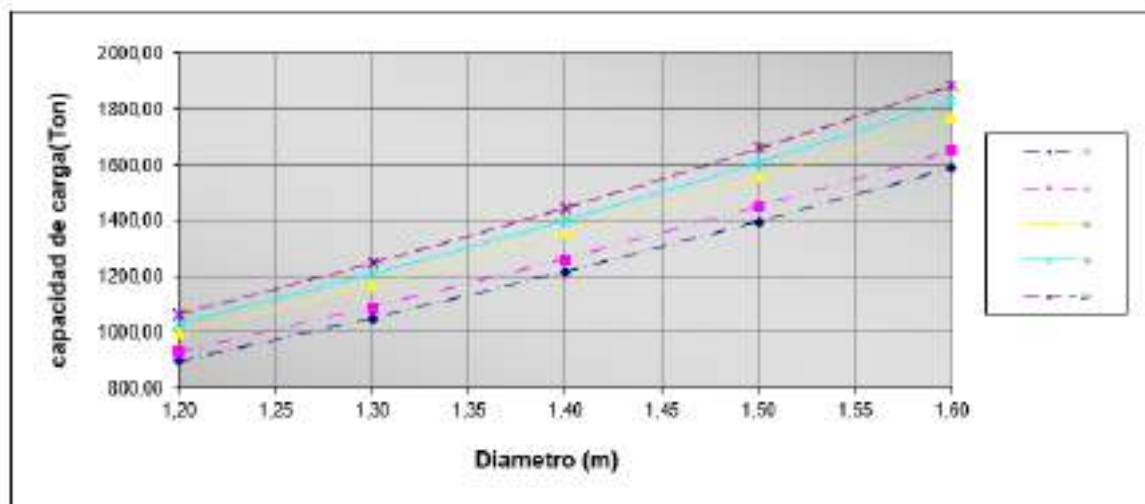


**Imagen 62.** Capacidad de carga de seguridad caisson K29+750 y K29+840 – talud externo

### Estado límite de servicio

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

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

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

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

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales son de **5,60cm**.

### Coeficiente de reacción vertical (Kv)

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **14969,40 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **1221,97ton/m<sup>3</sup>**.

### Valores de Resorte Horizontal (Kh)

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

En la gráfica siguiente se presentan los valores de resorte horizontal (Kh) hasta una profundidad de 15m.

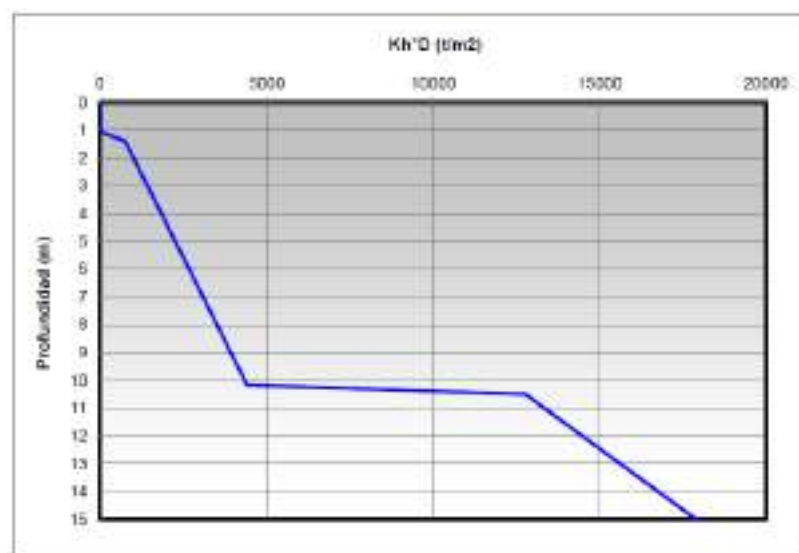


Imagen 63. Coeficiente de reacción horizontal (Kh).

Estado límite de evento extremo talud externo - tramo entre las abscisas K29+750 a K29+840

Tabla 30. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K29+750 y K29+840 – estado límite de evento extremo – talud externo

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |          |          |          |          |
|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|          | Longitud (m)           |          |          |          |          |
|          | 15                     | 16       | 18       | 19       | 20       |
| 1,20     | 2679,12                | 2780,206 | 2982,369 | 3083,450 | 3184,531 |
| 1,3      | 3144,250               | 3262,880 | 3500,14  | 3618,771 | 3737,40  |
| 1,4      | 3646,586               | 3784,169 | 4059,335 | 4196,918 | 4334,501 |
| 1,5      | 4186,13                | 4344,071 | 4659,95  | 4817,891 | 4975,830 |
| 1,6      | 4762,888               | 4942,588 | 5301,989 | 5481,689 | 5661,389 |

\*carga en toneladas

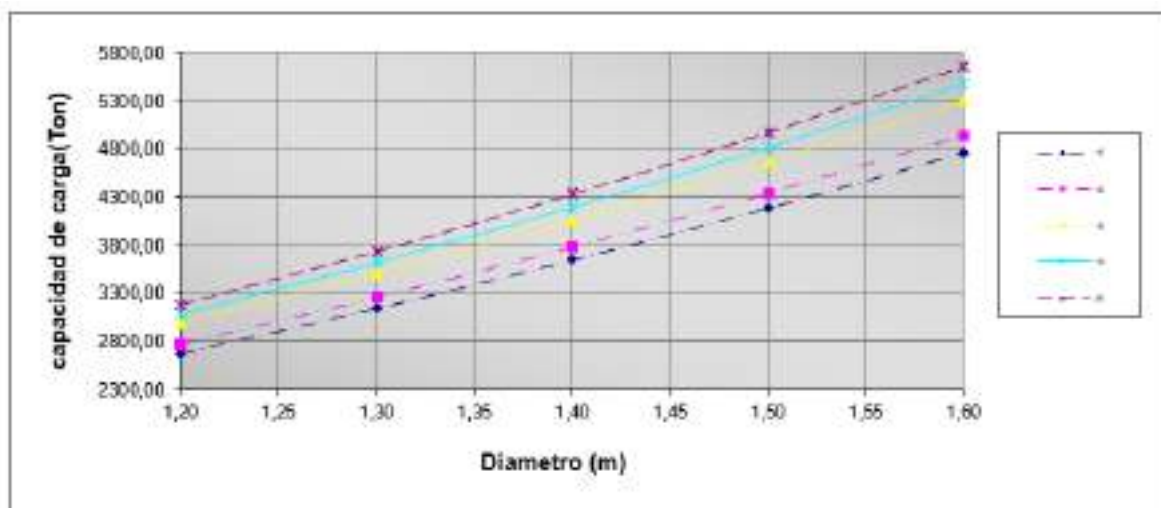


Imagen 64. Capacidad de carga de seguridad caisson K29+750 y K29+840

Capacidad de Carga lateral

Tabla 31. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del Caisson seleccionado

| Diam (m) | Longitud (m) |         |         |         |      |
|----------|--------------|---------|---------|---------|------|
|          | 15           | 16      | 18      | 19      | 20   |
| 1,2      | 1210,17      | 1397,22 | 1788,90 | 1990,59 | 2192 |
| 1,3      | 1311,02      | 1513,66 | 1937,97 | 2159,65 | 2384 |
| 1,4      | 1411,87      | 1630,10 | 2087,05 | 2325,77 | 2571 |
| 1,5      | 1512,71      | 1746,53 | 2236,12 | 2491,90 | 2755 |
| 1,7      | 1613,56      | 1862,97 | 2385,20 | 2658,03 | 2939 |

\*carga en toneladas

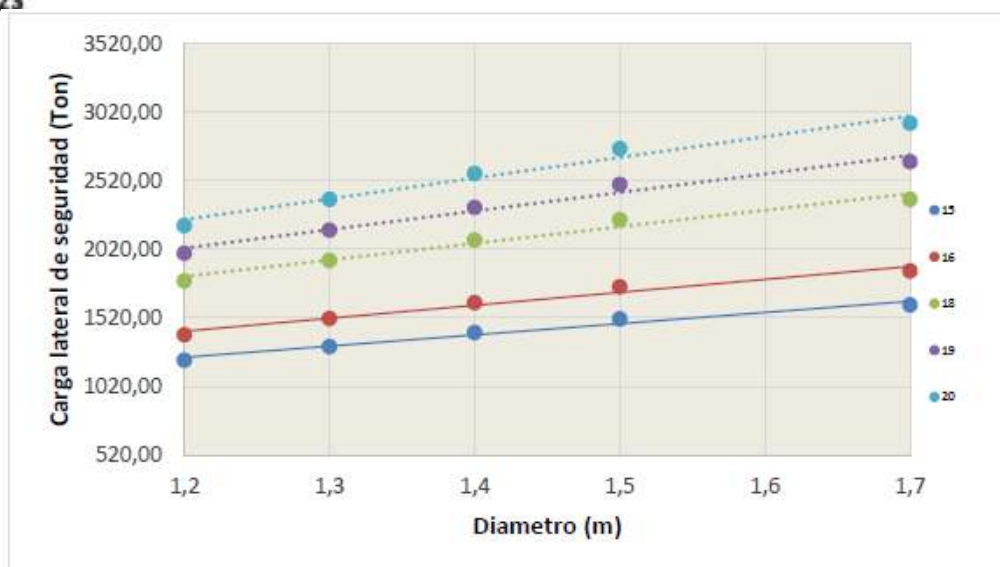


Imagen 65. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del Caisson seleccionado

### Resistencia a la tracción

Tabla 32. Resistencia a la Tracción

| Diam (m) | Longitud (m) |        |        |        |        |
|----------|--------------|--------|--------|--------|--------|
|          | 15           | 16     | 18     | 19     | 20     |
| 1,2      | 206,46       | 230,92 | 281,90 | 308,09 | 334,28 |
| 1,3      | 227,34       | 254,08 | 309,81 | 338,80 | 368,17 |
| 1,4      | 248,79       | 277,85 | 338,39 | 369,88 | 402,17 |
| 1,5      | 270,80       | 302,22 | 367,65 | 401,67 | 436,55 |
| 1,6      | 293,38       | 327,19 | 397,59 | 434,18 | 471,69 |

\* carga en toneladas

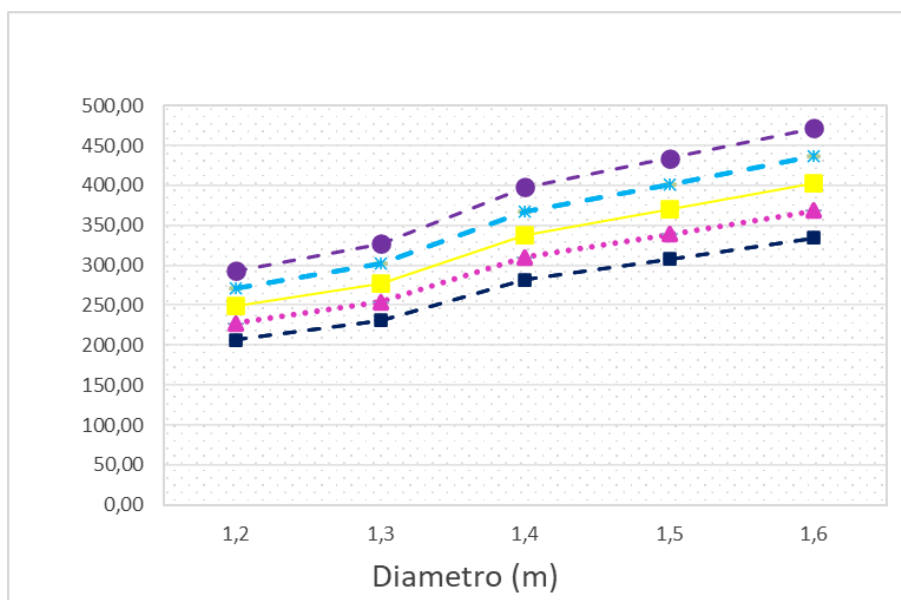


Imagen 66. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado

## 6.6 DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

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

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

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

**Tabla 33.** Coeficientes de presiones de tierra para estructuras de contención

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

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

## 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

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

### Perfil Estratigráfico promedio

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

Desde la superficie actual del terreno se observa un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia media a firme en la matriz, presenta espesores variables entre 4,5m y 15,5m.

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

### Estructuras de contención proyectadas:

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud interno la construcción de una viga cabezal apoyada mediante elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitudes variables entre 10m y 20m, cuya distribución será de la siguiente manera.

En el tramo comprendido entre las abscisas K29+750 y K29+780, los caisson contarán con una longitud de 20m y diámetro de 1,20m. Esta solución será implementada en una longitud de 30m aproximadamente.

Para el talud externo, se plantea la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 15m, la pantalla del muro contará con alturas entre 4,0m y 5,5m aproximadamente. El muro se apoyará sobre dos filas de caisson.

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

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

Adicionalmente a las obras de contención propuestas se deberán acometer obras hidráulicas consistentes en la construcción de cunetas en la zona afectada, reconfiguración del cauce en el talud interno, así como la reconfiguración en el canal de entrega hacia el talud externo. (Ver estudio hidráulico).

De igual manera se recomienda en el talud interno la construcción de una fila de drenes subhorizontales de 20m de longitud, los cuales contarán con un diámetro de 3 pulgadas, separados cada 10m e inclinados 5 grados. Estos elementos se recomiendan con el fin de controlar los incrementos de agua provenientes de la ladera y las escorrentías que se presentan en el talud, la descarga se hará de manera controlada hacia la cuenta del talud interno.

Así mismo el box coulvert que se encuentra sobre la zona afectada deberá ser reemplazado ya que el existente se encuentra fallado y obstruido por el movimiento que se presentó en la zona objeto de estudio.

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

Por otra parte, el muro existente hacia el talud externo y que se encuentra fallado deberá ser demolido y retirados los materiales sobrantes.

#### Respecto a los procesos constructivos

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

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

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

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

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

#### En cuanto a los análisis de estabilidad

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

Los factores de seguridad con obras en condición estática arrojan un valor de 1,618 y en condición dinámica de 1,201, los cuales cumplen con la normatividad vigente y demuestran que las obras propuestas son las adecuadas.

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

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

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

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

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

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

En cuanto al manejo de aguas sub superficiales:

Es necesario efectuar la reconfiguración del cauce del talud interno de conformidad con los diseños hidráulicos remitidos, evitando a toda costa verter las aguas del talud interno directamente sobre los materiales movilizados en el talud externo.

Antes de iniciar las labores de construcción de los caisson del talud interno o externo es necesario efectuar un manejo temporal de las aguas provenientes del drenaje del talud interno.

Para el manejo temporal del drenaje se recomienda efectuar una captación de las aguas provenientes del drenaje antes que lleguen al encoque que existe actualmente, como un sistema by-pass. Ese flujo captado se debe entregar a la siguiente obra hidráulica con el fin de permitir la construcción de los caisson en seco.

Una vez se haya desviado el drenaje y se garantice que la totalidad de las aguas superficiales son entregadas a la siguiente obra transversal es posible iniciar con la construcción de las estructuras de contención.

## 8 LIMITACIONES

---

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

## 9 ANEXOS

---

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

## ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

---

## ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO

---

### ANEXO 3. PLANOS CONSTRUCTIVOS

---