



## ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K23+630

### INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 2.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



**INVIAS**  
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

JUNIO DE 2024

Página 0 de 57

Calle 36 No. 18 – 23 - Tel.: 3204820  
[gerencia@ingenieriadevias.com.co](mailto:gerencia@ingenieriadevias.com.co) - Bogotá, D.C.

## TABLA DE CONTENIDO

|                                                                   |           |
|-------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1. INTRODUCCIÓN</b>                                            | <b>6</b>  |
| 1.1. OBJETIVOS                                                    | 6         |
| <b>2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>                 | <b>7</b>  |
| 2.1. ANTECEDENTES                                                 | 9         |
| <b>3. DIAGNÓSTICO</b>                                             | <b>11</b> |
| 3.1. ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN                                      | 11        |
| <b>4. GEOLOGÍA</b>                                                | <b>12</b> |
| 4.1. OBJETIVO GENERAL                                             | 12        |
| 4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS                                        | 12        |
| 4.3. ALCANCE                                                      | 12        |
| 4.4. METODOLOGÍA                                                  | 12        |
| 4.4.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA                                     | 13        |
| 4.4.2. ESTUDIOS DE CAMPO                                          | 13        |
| 4.4.3. CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA                     | 13        |
| 4.4.4. LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA                    | 14        |
| 4.4.5. DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA                 | 14        |
| 4.4.6. INFORME FINAL GEOLOGÍA                                     | 14        |
| 4.5. GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO                   | 14        |
| 4.6. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL                                         | 21        |
| 4.7. GEOMORFOLOGÍA                                                | 22        |
| 4.8. CONCLUSIONES                                                 | 23        |
| <b>5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO</b>                               | <b>24</b> |
| 5.1. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA                                      | 24        |
| 5.2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO                                     | 25        |
| 5.3. ENSAYOS DE LABORATORIO                                       | 27        |
| 5.4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO | 30        |
| 5.5. NIVEL FREÁTICO                                               | 35        |
| <b>6. DISEÑO GEOTÉCNICO</b>                                       | <b>36</b> |
| 6.1. PARÁMETROS DE DISEÑO                                         | 36        |

|                                                                                        |           |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>6.2. PARÁMETROS A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO</b>                              | <b>36</b> |
| 6.2.1. PARÁMETROS A PARTIR DE ENSAYO SPT                                               | 36        |
| 6.2.2. PARÁMETROS DE DISEÑO A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO                         | 39        |
| 6.2.3. PARÁMETROS DE DISEÑO A PARTIR DE RETRO-CÁLCULO                                  | 39        |
| <b>6.3. MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL</b>                       | <b>39</b> |
| 6.3.1. SECCIÓN DE ANÁLISIS K23+970                                                     | 40        |
| <b>6.4. MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS</b>                     | <b>41</b> |
| 6.4.1. SECCIÓN DE ANÁLISIS K23+970                                                     | 42        |
| <b>6.5. MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES</b> | <b>44</b> |
| <b>6.6. CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS</b>                                | <b>46</b> |
| <b>6.7. DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN</b>    | <b>51</b> |
| <b>7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>                                               | <b>53</b> |
| <b>8. LIMITACIONES</b>                                                                 | <b>55</b> |
| <b>9. ANEXOS</b>                                                                       | <b>56</b> |

## ÍNDICE DE IMÁGENES

|                                                                                                                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Imagen 1. Corredor vial Ataco-Planadas                                                                                                                               | 7  |
| Imagen 2. Mapa Geológico del sector K28+900, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.                                                                                | 15 |
| 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). | 16 |
| Imagen 4. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.                                                                            | 17 |
| Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.                                                                     | 18 |
| Imagen 6. Depósitos recientes, Santiago Pérez.                                                                                                                       | 18 |
| Imagen 7. Estratos de arcillolitas en K23+630.                                                                                                                       | 19 |
| Imagen 8. Depósito cuaternario producto del deslizamiento, 23+630 visto desde ladera abajo.                                                                          | 20 |
| Imagen 9. Encharcamientos y flujos sobre la vía, 23+630 visto desde ladera abajo.                                                                                    | 20 |
| Imagen 10. Procesos de remoción, sitio 23+630.                                                                                                                       | 21 |
| Imagen 11. Falla Santiago Pérez.                                                                                                                                     | 21 |
| Imagen 12. Geomorfología del sector K23+630.                                                                                                                         | 22 |
| Imagen 13. Geomorfología local del sitio crítico K22+400.                                                                                                            | 23 |
| Imagen 14. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K23+630                                                                                 | 26 |
| Imagen 15. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 1                                                                                                        | 33 |
| Imagen 16. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2                                                                                                        | 34 |
| Imagen 17. Modelo geológico-geotécnico. Sección K23+970                                                                                                              | 35 |
| Imagen 18. Geometría de análisis K23+970                                                                                                                             | 40 |
| Imagen 19. F.S. Condición Inicial – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970. Superficies de falla del talud externo e interno.                          | 40 |
| Imagen 20. F.S. Condición Inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970. Superficies de falla del talud externo e interno.                    | 41 |
| Imagen 21. Geometría de análisis con obras – K23+970                                                                                                                 | 42 |
| Imagen 22. F.S. Condición con obras – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970                                                                           | 43 |
| Imagen 23. F.S. Condición con obras – Pseudo-estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970                                                                    | 43 |
| Imagen 24. Factor de seguridad corte temporal – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price                                                                           | 44 |
| Imagen 25. Factor de seguridad corte temporal – Dinámico – Método de GLE/Morgenstern-Price                                                                           | 45 |
| Imagen 26. Capacidad de carga de seguridad para caisson - Talud externo                                                                                              | 47 |
| Imagen 27. Coeficiente de reacción horizontal (Kh)                                                                                                                   | 49 |
| Imagen 28. Capacidad de carga de seguridad para caissons - Estado límite de evento extremo                                                                           | 49 |
| Imagen 29. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado                                                                        | 50 |
| Imagen 30. Resistencia a la tracción para el caisson seleccionado                                                                                                    | 51 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto.....                                                    | 24 |
| Tabla 2. Localización de sondeos.....                                                             | 25 |
| Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio.....                                                      | 29 |
| Tabla 4 Angulo de fricción equivalente, Calculo por SPT. ....                                     | 37 |
| Tabla 5 Parámetros obtenidos por correlaciones al ensayo SPT. ....                                | 38 |
| Tabla 6 Parámetros de diseño definidos a partir de ensayos de laboratorio y ensayo SPT. ....      | 39 |
| Tabla 7 Parámetros de diseño seleccionados. ....                                                  | 39 |
| Tabla 8. Factores de seguridad K23+970. Superficies de falla del talud externo e interno. ....    | 41 |
| Tabla 9. Características de los materiales de contención ingresados al programa ....              | 42 |
| Tabla 10. Factores de seguridad K23+970.....                                                      | 43 |
| Tabla 11. Factores de seguridad cortes temporales.....                                            | 45 |
| Tabla 12. Capacidad de carga de seguridad para caisson - Talud externo.....                       | 47 |
| Tabla 13. Capacidad de carga de seguridad para caissons – Estado límite de evento extremo.....    | 49 |
| Tabla 14. Capacidad de carga lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado..... | 50 |
| Tabla 15. Resistencia a la Tracción.....                                                          | 51 |
| Tabla 16. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe.....   | 52 |

## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

|                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable abscisa K23+630 .....                               | 8  |
| Fotografía 2 y Fotografía 3. Panorámica general y saturación talud externo sector inestable K23+630 ..... | 8  |
| Fotografía 4. Movilización de material – Talud interno .....                                              | 9  |
| Fotografía 5 y Fotografía 6. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector K23+630 .....                        | 26 |
| Fotografía 7 y Fotografía 8. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector K23+630 .....                        | 27 |
| Fotografía 9. Material característico del estrato 1 – Sondeo 1 .....                                      | 30 |
| Fotografía 10 y Fotografía 11. Materiales característicos del estrato 2 – Sondeo 1 .....                  | 30 |
| Fotografía 12 y Fotografía 13. Materiales característicos del estrato 3 – Sondeo 1 .....                  | 31 |
| Fotografía 14. Material característico del estrato 1 – Sondeo 2 .....                                     | 31 |
| Fotografía 15 y Fotografía 16. Materiales característicos del estrato 2 – Sondeo 2 .....                  | 32 |
| Fotografía 17 y Fotografía 18. Materiales característicos del estrato 3 – Sondeo 2 .....                  | 32 |

## 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 del sector localizado en la abscisa K23+630 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.

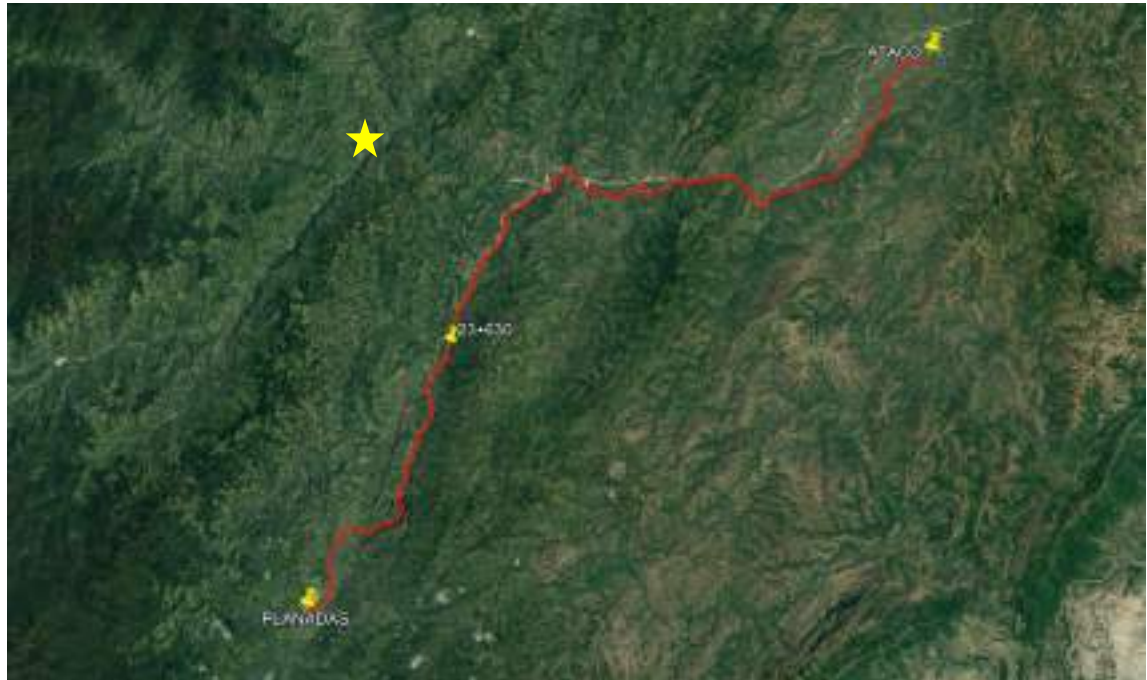
Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

- 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 diseño geométrico y niveles aprobados para la rasante de la vía, con la menor afectación predial.

## 2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

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

Imagen 1. Corredor vial Ataco-Planadas



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado en la abscisa K23+630 de la vía ataco – Planadas, en el que se observa un deslizamiento del depósito de coluvión generando pérdida de la banca y un hundimiento y deformaciones en el tramo de vía que se encuentra en afirmado. La afectación es de aproximadamente 120m.

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

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



Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable abscisa K23+630

Fotografía 2 y Fotografía 3. Panorámica general y saturación talud externo sector inestable K23+630

Respecto a la condición actual del talud interno, se observa desplazamiento de material arcilloso suelto sobre la vía existente y el cual se encuentra por encima de la cuneta de la vía proyectada, más exactamente entre las abscisas 23+940 y 23+980, aproximadamente. A continuación se relaciona el sector mencionado:



Fotografía 4. Movilización de material – Talud interno

## 2.1. ANTECEDENTES

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

- Municipio Ataco, entre las abscisas K35+900 – K41+450, sector vereda Aguadulce presentó múltiples interrupciones con motivo de la incursión del río Atá, condición que motivó la realización de estudio Hidráulico mediante contrato de consultoría 280379, entre la Federación Nacional de Cafeteros y la empresa AIM LTDA. Producto del estudio resultó la construcción de obras de protección marginal en dicho río, mediante espolones.
- De manera general se comenta que existen al menos 14 puntos de erosión marginal en la carretera Coyaima – Planadas en los cuales se ve comprometida la transitabilidad en el corto a mediano plazo, como ejemplo de este comportamiento la emergencia ocurrida a la altura del K2+350 de la vía Ataco - Coyaima.

- De igual manera en el sector del K21+100 sector el Cóndor se presentó pérdida total de la banca afectando la transito vehicular entre las poblaciones de Santiago Pérez y Planadas.
- En el sector de Caño fisto a la altura del K16, se presentó pérdida parcial de la banca debido a la acción que ejerce el rio Atá sobre la margen derecha, ocasionando múltiples problemas y colocando en riesgo el tránsito vehicular y a la población que circula por este corredor.
- En el K1+800 se presenta un deslizamiento rotacional el cual ha desplazado la vía en por lo menos 4m, ocasionando la pérdida de las estructuras hidráulicas y la falla total de la vía.
- En el K5+600 al K6+100 se observan movimientos tipo rotacional superficial, acompañado de flujos de detritos, ocasionando movimientos y deformaciones a nivel de vía, los cuales colocan en riesgo el tránsito vehicular y la integridad de las personas que habitan en la zona
- Con alcance en contrato de obra **No.CN2013-1190 de 2013**, se adelantó la construcción del puente sobre la Quebrada 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.

### 3. DIAGNÓSTICO

---

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

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

En el tramo de estudio, y como se ha mencionado anteriormente, fue identificada una inestabilidad de tipo rotacional que compromete el talud externo entre las abscisas K23+910 y K24+030, aproximadamente, en una longitud de 120m aproximadamente.

En virtud de lo anterior, en este sector se llevó a cabo la ejecución de dos (2) sondeos con equipo mecánico con profundidades variables entre 15m y 20m, con el fin de conocer el perfil estratigráfico promedio de la zona y así definir la cimentación técnica y económicamente más adecuada de las obras de contención necesarias para garantizar la estabilidad de la ladera y el paso seguro de los vehículos en el sector de la referencia.

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

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

#### 3.1. ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo 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 5m. El muro se apoyará sobre una fila de caisson.

## 4. GEOLOGÍA

---

### 4.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del estudio de geología consiste en la descripción y análisis de las características geológicas y geomorfológicas del sector inestable localizado en la vía Ataco – Planadas entre las abscisas K23+910 y K24+030. 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, la cuales pueden evidenciar la morfodinámica de la zona. Con base a los resultados obtenidos de correlación de sondeos geotécnicos y perfiles transversales se pueden obtener conclusiones útiles para el geotecnista encargado del diseño de las estructuras de soporte del corredor vial. Así mismo, la recuperación de muestras y la ejecución de los ensayos de campo son fundamentales para realizar una validación de los resultados obtenidos del levantamiento de los perfiles geológicos.

### 4.4. METODOLOGÍA

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

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

#### **4.4.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA**

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

#### **4.4.2. ESTUDIOS DE CAMPO**

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente a los puntos K23+910 y K24+030. Para ello se tomaron diferentes muestras tanto de suelo rodado como de roca in situ para poder realizar la caracterización litológica de las rocas. Algunos de los parámetros identificados fueron: grado de meteorización, caracterización de la matriz rocosa, forma de los clastos, selección de los clastos, etc. Adicionalmente, esta caracterización se realizó de la mano de los sondeos realizados en campo y que se describen más adelante en la sección del programa de exploración. Con ayuda de las muestras adquiridas en campo, se realizó la cartografía geológica en una escala relevante al proyecto. Para realizar el mapeo se tomó como base la cartografía geológica a escala 1:100.000.

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

#### **4.4.3. CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA**

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

#### **4.4.4. LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA**

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

#### **4.4.5. DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA**

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

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

#### **4.4.6. INFORME FINAL GEOLOGÍA**

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

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

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

El área asociada a los sectores K23+910 y K24+030 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.

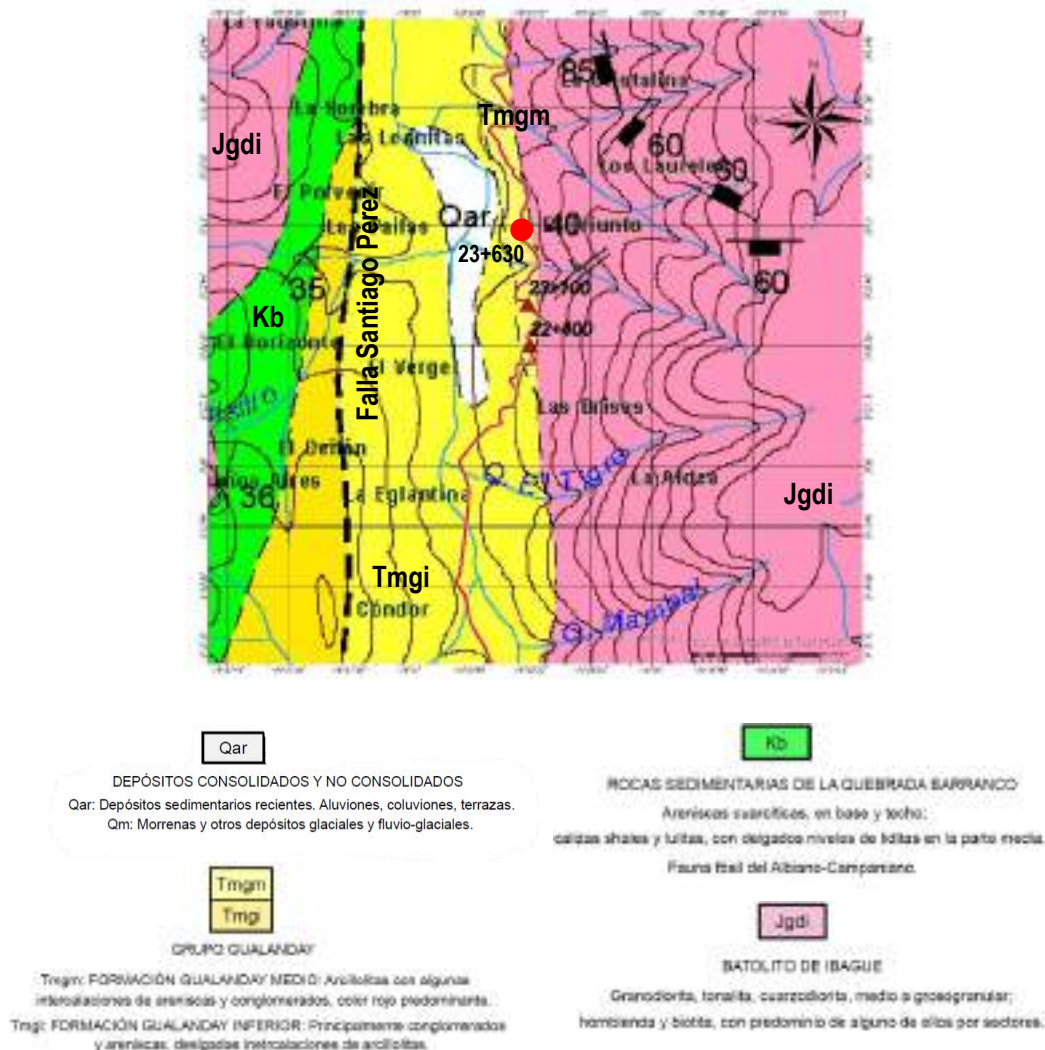


Imagen 2. Mapa Geológico del sector K28+900, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.

## 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 cuarzdioritas, en otros sectores afloran en menor proporción granitos, cuarzomonzonitas y cuarzomonzodioritas. Se le ha asignado un edad Jurásica superior mediante dataciones radiométricas. Geomorfológicamente estos cuerpos constituyen el principal relieve montañoso del área.



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

## ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO

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

### GRUPO GUALANDAY (TMGI – TMGM)

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

#### Formación Gualanday Inferior (Tmgi)

Se limita en su base con la Formación Guaduas con un contacto tectónico y en su tope concordantemente con la Formación Gualanday Medio. Esta formación se compone de una sucesión de conglomerados y areniscas conglomeráticas con algunas intercalaciones de arcillolitas con tonos rojizos en conjunto.

En su base son comunes los conglomerados cuyos clastos están conformados principalmente por chert en una matriz areno-arcillosa de color crema. Hacia el tope son más abundantes las areniscas conglomeráticas y silíceas. Se le ha asignado una edad de Eoceno medio.



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

### Formación Gualanday Medio (Tmgm)

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

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



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

### DEPÓSITOS RECIENTES (QAR)

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



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

## OBSERVACIONES DE CAMPO

Durante los días 28 de marzo a 01 de abril de 2022 se realizó una visita exploratoria donde se caracterizaron las unidades geológicas que afloran en la zona, los factores de inestabilidad del sector y las causas de fallamiento de los sitios críticos K23+910 y K24+030.

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

### CZP-009 (GPS-091). K23+360

**Coordenadas.** N 03°20.995', W -75°36'52.6" altura = 817 m.s.n.m.

**Localización.** Vereda La Dorada, a unos 5.1500 metros al Sur de Santiago Pérez, por la vía que conduce al Municipio de Planadas.

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



Imagen 7. Estratos de arcillolitas en K23+630.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Se observa un proceso de inestabilidad en el talud externo correspondiente a un deslizamiento rotacional que afecta la vía debido a que la corona del escarpe se limita sobre el borde externo de esta, sin embargo, se observan flujos sobre el talud interno con el desarrollo de escarpes en la parte alta indicando una inestabilidad general de la zona. Este proceso involucra un depósito cuaternario producto del material desplazado conformado por el suelo residual de la Formación Gualanday Medio.

Este suelo se conforma principalmente por material arcillo limoso, además, se observan asimismo ladera abajo sobre el talud externo de la vía con algunos escombros de la estructura de la vía.



Imagen 8. Depósito cuaternario producto del deslizamiento, 23+630 visto desde ladera abajo.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Además, se observan encharcamientos sobre la vía indicando un mal encausamiento del drenaje de la zona. A través de las perforaciones que se realizaron en el sector, la visita de campo y las fotografías tomadas a partir de sobrevuelos con dron se delimitó la zona de movimiento y material desplazado que originó la afectación de la vía. Asimismo, se observa la generación de un escarpe ladera arriba.



Imagen 9. Encharcamientos y flujos sobre la vía, 23+630 visto desde ladera abajo.  
Fuente: Google Earth, fotos del 2022.

En la imagen siguiente se puede observar de manera general el sentido del movimiento de la zona de acuerdo al material desplazado, el tramo de la vía afectado y el desarrollo de escarpes en la parte alta:



Imagen 10. Procesos de remoción, sitio 23+630.  
Fuente: Modificado de Ingeniería de Vías S.A.S.

#### 4.6. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

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

##### FALLA SANTIAGO PÉREZ

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



Imagen 11. 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 K23+630 está sobre una ladera denudada definida por la disposición de los estratos inclinados en contra de la pendiente del terreno de longitud moderada, de forma cóncava y escalonada. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes, intermedias y blandas de la Formación Gualanday Inferior cubierta por suelos de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente.

Es importante resaltar que se tiene un drenaje hacia el costado norte específicamente entre las abscisas K23+950 y K24+000, cuya acción puede marcar un factor importante en la inestabilidad del sitio debido a la saturación del terreno y erosión de las unidades.



Imagen 12. Geomorfología del sector K23+630.  
Fuente: ArcGIS, Esri (2023)



Imagen 13. Geomorfología local del sitio crítico K22+400.  
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

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

#### 4.8. CONCLUSIONES

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

El sitio crítico K23+630 presenta varios factores de inestabilidad que ha desencadenado un proceso de remoción en masa. Entre estos factores se encuentran las texturas de los suelos, de las cuales predominan dentro de la zona de estudio las arcillosas y arcillo limosa. Estos suelos tanto residuales como orgánicos se han desarrollado a partir de la meteorización de las rocas terciarias de la Formación Gualanday Medio.

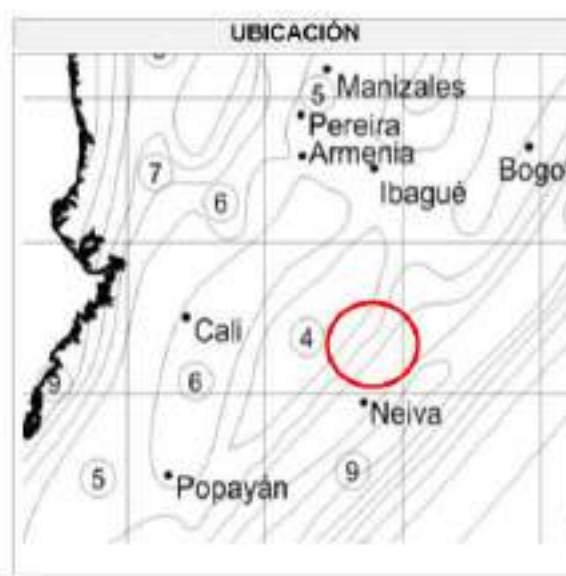
Puntualmente el sector entre las abscisas K23+910 y K24+030 debido a su composición litológica (arcillolitas con niveles de areniscas) y su geomorfología (ladera contrapendiente muy inclinada) tiene una alta susceptibilidad a los movimientos en masa, además de la acción de agentes detonantes como lluvias, 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. Las precipitaciones, drenajes superficiales, aguas de escorrentía y demás agentes de deterioro relacionados principalmente al agua aceleran el proceso de degradación de estas rocas aprovechando sistemas de fracturas preexistentes. Estas condiciones con el tiempo reducen la resistencia de las rocas y otras propiedades mecánicas que incrementan la susceptibilidad a procesos de remoción en masa. Se recomienda atención sobre el manejo de estos flujos debido a que a la fecha de realización de la visita exploratoria se evidenció que la sobresaturación de estos materiales resultó en detonantes del movimiento actualmente activo.

## 5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

### 5.1. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

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

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto

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

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

Como se muestra en la tabla anterior, 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 por medio del cálculo del N promedio (Ver Anexo 2).

## 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 dos (2) perforaciones con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, las cuales alcanzaron profundidades entre 15m y 20m, adicionalmente fueron recuperadas muestras para para la ejecución de ensayos de laboratorio.

Durante la ejecución de los sondeos 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         | 20              | Mecánica            | Parte baja de la vía talud externo K23+630 | 075°36.53.5' | 03°20.98.3' |
| 2         | 15              | Mecánica            | Parte media talud externo K23+630          | 075°36.59.3' | 03°20.99.0' |

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

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



Imagen 14. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable K23+630

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración asociadas al sector inestable K23+630

- Sondeo 1



Fotografía 5 y Fotografía 6. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector K23+630

- Sondeo 2



Fotografía 7 y Fotografía 8. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector K23+630

### 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 la tabla a continuación se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio ejecutados.

| Perforación | Muestra No | Tipo | Desde (m) | - | Hasta (m) | Prof. Media | USC   | Wn(%) | LL(%) | LP(%) | IP(%) | %Finos | %Arenas | %Gravas | $\delta$ (T/m3) | N 6" | N 12" | N 18" | N (Golpes/pie) |
|-------------|------------|------|-----------|---|-----------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|---------|---------|-----------------|------|-------|-------|----------------|
| Sondeo 1    | 1          | SS   | 0         | - | 0,5       | 0,25        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | 7    | 8     | 9     | 17             |
| Sondeo 1    | 2          | SS   | 0,5       | - | 1         | 0,75        | CL    | 18    | 40    | 16    | 24    | 89,7   | 10,3    | 0       | 2,1             | 8    | 6     | 9     | 15             |
| Sondeo 1    | 3          | SS   | 1         | - | 1,5       | 1,25        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | 9    | 10    | 12    | 22             |
| Sondeo 1    | 4          | SS   | 1,5       | - | 2         | 1,75        | CL    | 17,3  | 34    | 13    | 21    | 89,7   | 10,3    | 0       | -               | 12   | 13    | 15    | 28             |
| Sondeo 1    | 5          | BR   | 2         | - | 3,5       | 2,75        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 6          | BR   | 3,5       | - | 5         | 4,25        | CL    | 16,8  | 23    | 12    | 11    | 87,5   | 12,5    | 0       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 7          | BR   | 5         | - | 7,5       | 6,25        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 8          | BR   | 7,5       | - | 9         | 8,25        | CL    | 15,6  | 20    | 11    | 9     | 94,5   | 5,5     | 0       | 2,2             | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 9          | BR   | 9         | - | 10,5      | 9,75        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 10         | BR   | 10,5      | - | 12        | 11,25       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 11         | BR   | 12        | - | 13,5      | 12,75       | CL    | 10,4  | 20    | 11    | 9     | 90,6   | 9,4     | 0       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 12         | BR   | 13,5      | - | 15        | 14,25       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 13         | BR   | 15        | - | 16,5      | 15,75       | CL    | 15,6  | 26    | 11    | 15    | 87     | 13      | 0       | 2,1             | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 14         | BR   | 16,5      | - | 18        | 17,25       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 15         | BR   | 18        | - | 19,5      | 18,75       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 1    | 16         | BR   | 19,5      | - | 20        | 19,75       | CL    | 8,6   | 26    | 14    | 12    | 87,9   | 12,1    | 0       | 2,4             | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 1          | SS   | 0         | - | 0,5       | 0,25        | SW-SM | 10    | N.P.  | -     | -     | 10,6   | 61      | 28,4    | -               | 3    | 2     | 3     | 5              |
| Sondeo 2    | 2          | SS   | 0,5       | - | 1         | 0,75        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | 3    | 4     | 6     | 10             |
| Sondeo 2    | 3          | SS   | 1         | - | 1,5       | 1,25        | CL    | 17,2  | 45    | 21    | 24    | 84     | 16      | 0       | 2,1             | 6    | 7     | 8     | 15             |
| Sondeo 2    | 4          | SS   | 1,5       | - | 2         | 1,75        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | 8    | 8     | 9     | 17             |
| Sondeo 2    | 5          | SS   | 2         | - | 2,5       | 2,25        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | 9    | 12    | 13    | 25             |
| Sondeo 2    | 6          | SS   | 2,5       | - | 3         | 2,75        | CL    | 19,9  | 35    | 22    | 13    | 75,3   | 24,7    | 0       | 2               | 13   | 16    | 23    | 39             |
| Sondeo 2    | 7          | BR   | 3         | - | 4,5       | 3,75        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 8          | BR   | 4,5       | - | 6         | 5,25        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 9          | BR   | 6         | - | 7,5       | 6,75        | CL    | 13,2  | 22    | 14    | 8     | 80,2   | 16,3    | 3,5     | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 10         | BR   | 7,5       | - | 9         | 8,25        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 11         | BR   | 9         | - | 10,5      | 9,75        | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 12         | BR   | 10,5      | - | 12        | 11,25       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 13         | BR   | 12        | - | 13,5      | 12,75       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |
| Sondeo 2    | 14         | BR   | 13,5      | - | 15        | 14,25       | -     | -     | -     | -     | -     | -      | -       | -       | -               | R    | -     | -     | 100            |

Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio

Fuente: Diseños Geotécnicos

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

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

- Sondeo 1

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 0.5m se encuentra una arena limosa gris de humedad baja, no plástica y compacidad media. Presenta un valor de resistencia a la penetración estándar de 17 golpes/pie.

En la fotografía a continuación se observa el material característico de este estrato:



Fotografía 9. Material característico del estrato 1 – Sondeo 1

Subyaciendo el estrato anterior y hasta una profundidad de 2m se encuentra una arcilla amarilla de humedad media, plasticidad media y consistencia muy firme. Presenta valores de resistencia a la penetración estándar entre 15 y 28 golpes/pie.

En la fotografía a continuación se observan los materiales característicos de este estrato:



Fotografía 10 y Fotografía 11. Materiales característicos del estrato 2 – Sondeo 1

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (20m) se encuentra una arcilla café de humedad baja a media, plasticidad baja a media y consistencia dura. Presenta valores de rechazo respecto a la resistencia a la penetración estándar.

En la fotografía a continuación se observan los materiales característicos de este estrato:



Fotografía 12 y Fotografía 13. Materiales característicos del estrato 3 – Sondeo 1

- Sondeo 2

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 0.5m se encuentra una arena limosa gris de humedad baja, no plástica y compacidad suelta. Presenta un valor de resistencia a la penetración estándar de 5 golpes/pie.

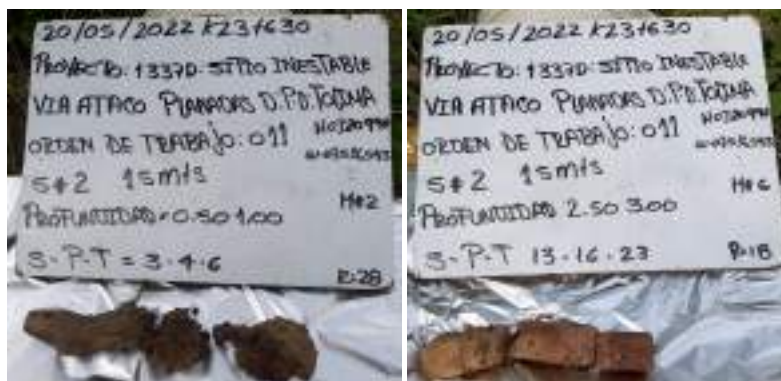
En la fotografía a continuación se observa el material característico de este estrato:



Fotografía 14. Material característico del estrato 1 – Sondeo 2

Subyaciendo el estrato anterior y hasta una profundidad de 3m se encuentra una arcilla amarilla de humedad media, plasticidad media a alta y consistencia firme a dura. Presenta valores de resistencia a la penetración estándar entre 10 y 39 golpes/pie.

En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato:



Fotografía 15 y Fotografía 16. Materiales característicos del estrato 2 – Sondeo 2

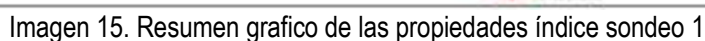
Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (15m) se encuentra una arcilla café de humedad baja, plasticidad baja y consistencia dura. Presenta valores de rechazo respecto a la resistencia a la penetración estándar.

En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato:



Fotografía 17 y Fotografía 18. Materiales característicos del estrato 3 – Sondeo 2

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



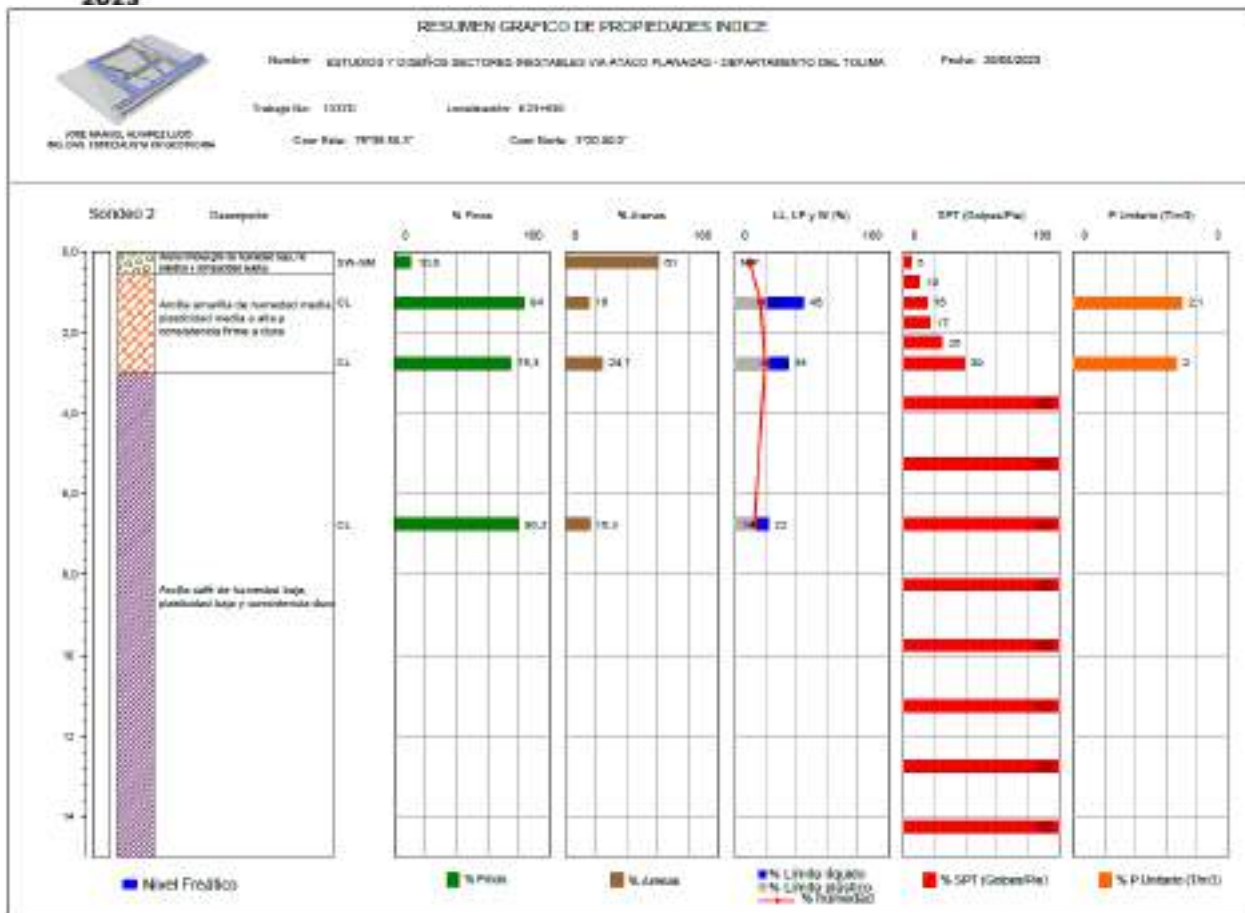


Imagen 16. Resumen gráfico de las propiedades índice sondeo 2

En la imagen a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico definido para el sector inestable del K23+630

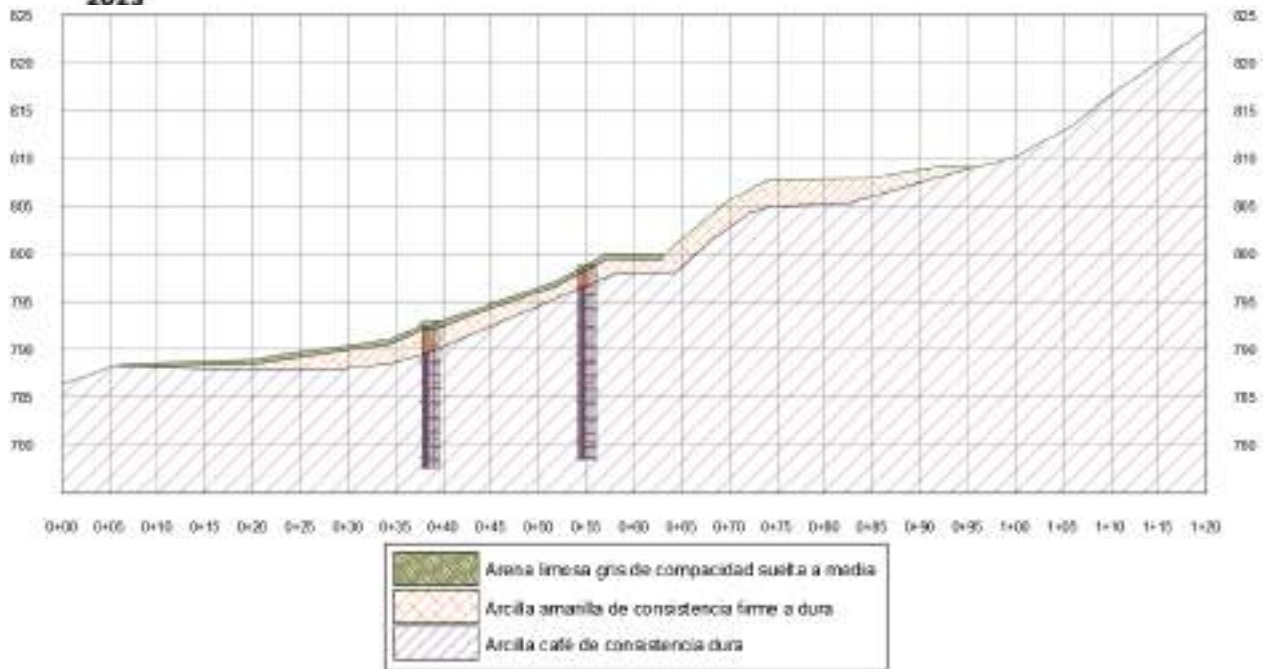


Imagen 17. Modelo geológico-geotécnico. Sección K23+970

## 5.5. NIVEL FREÁTICO

La presencia del nivel freático no fue detectada en ninguna de las perforaciones efectuadas. Sin embargo, es importante mencionar que los taludes se encuentran parcialmente saturados en superficie.

## 6. DISEÑO GEOTÉCNICO

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

### 6.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

Teniendo en cuenta la exploración geotécnica realizada y los materiales encontrados, se evidencia que estos materiales poseen comportamiento y propiedades friccionantes y cohesivos. Conforme a lo anterior y de acuerdo con los resultados de la exploración de campo, se desarrollará a continuación la disertación teórica asociada a la definición de los parámetros de diseño para la estratigrafía definida.

La definición de los parámetros se basó en los resultados de correlaciones y resultados de ensayos de laboratorio obtenidos de los materiales, específicamente de los ensayos de corte directo, carga puntual y compresión confinada.

### 6.2. PARÁMETROS A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO

#### 6.2.1. PARÁMETROS A PARTIR DE ENSAYO SPT

Para la obtención de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción de los materiales a partir del ensayo de SPT, se utilizó la metodología de Álvaro González, establecida en el documento “Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT”.

A continuación, se realiza la descripción de las variables de entrada para el establecimiento de los parámetros de deformación y resistencia requeridos.

##### 6.2.1.1. ESTANDARIZACIÓN DEL VALOR DE N (SPT)

A partir de la información correspondiente al número de golpes obtenidos en campo para los últimos 30 cm (12”) se requiere normalizar el valor obtenido en campo con respecto a la energía teórica de referencia teniendo en cuenta la siguiente expresión.

$$N_{crr} = N \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Dónde:

N: Valor del N de campo

Cn: factor de corrección por confinamiento

$\eta_1$ : factor por energía del martillo ( $0.45 \leq \eta_1 \leq 1$ )

$\eta_2$ : Factor de longitud de la varilla

$\eta_3$ : Factor Por revestimiento interno

$\eta_4$ : Factor por diámetro de perforación

- Corrección por energía ( $\eta_1$ ): Conforme a lo establecido por González (1999), El valor de N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada al martillo, para obtener un valor de  $N_{e1}$  a una energía “e1” sabiendo el valor de referencia “e2” se aplica la siguiente relación:

$$N_{e1} = N_{e2} \times \frac{e_2}{e_1} = N_{45} \times \left(\frac{45}{60}\right) = N_{45} \times 0,75$$

Lo anterior teniendo en cuenta se considera que para Colombia la energía del martillo corresponde al 45% y la energía de referencia del martillo corresponde a la de Estados Unidos con un valor de 60%.

- Corrección por confinamiento (Cn): Este factor ha sido identificado por Gibbs y Holtz (1957) de la siguiente manera:

$$N_{corr} = N1 = Cn \times N$$

Así mismo se ha establecido un esfuerzo vertical de referencia  $\sigma'_{vr} = 1 \text{ kg/cm}^2$  como función del parámetro Rs definido como:

$$Rs = \sigma'_{vr} / Pa.$$

Para el cálculo de Cn Se han recomendado numerosas propuestas entre las cuales se destacan Peck, Seed, Meyerhof-Ishihara, Skempton, Seed –idriess, González. Se escoge la propuesta de González teniendo en cuenta que es un valor promedio entre todas las propuestas anteriores.

A Partir de lo anterior, se corrige el valor del N obtenido en campo y se extrae los valores medios y las medianas de todos los datos definiendo entre estos dos últimos el valor representativo de cada estrato.

#### 6.2.1.2. PORCENTAJE DE FINOS

El porcentaje de finos se definió a partir de los resultados de granulometría. Para el estrato 1 (CH) el porcentaje de material que pasa el tamiz No.200 es 59.4% valor promedio, no obstante, el valor de porcentaje de arenas es de 32.7% promedio, por lo cual el suelo es clasificado como una arcilla de alta plasticidad.

En el estrato 2 (CH) el porcentaje de finos es del 57.38% valor promedio, contrastado con el valor de arenas, el cual es de 36.06% valor promedio. El estrato 3 corresponde a una roca sedimentaria en transición a metamórfica, específicamente pizarras arcillosas, con alto grado de fracturamiento y un contenido de finos que varía entre 8% y 15%.

#### 6.2.1.3. ESTABLECIMIENTO DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN

- Ángulo de fricción equivalente ( $\Phi'$ eq): A partir de las diferentes ecuaciones establecidas por diferentes autores para el cálculo del Angulo de fricción equivalente a partir de ensayos de SPT, existen múltiples correlaciones entre el  $(N1)_{45}$  y el  $\phi'$ , en este sentido, las ecuaciones utilizadas son:

Tabla 4 Angulo de fricción equivalente, Calculo por SPT.

Fuente: Elaboración Propia Diseños Geotécnicos S.A.S

| No. | Autor                        | Ecuación                                        |
|-----|------------------------------|-------------------------------------------------|
| 1   | Peck                         | $\Phi' = 28.5 + 0.25 \cdot (N1)_{45}$           |
| 2   | Peck, Hanson y Thornburn     | $\Phi' = 26.25 \cdot (2 - \exp(-(N1)_{45}/62))$ |
| 3   | Kishida                      | $\Phi' = 15 + (12.5 \cdot ((N1)_{45})^{0.5})$   |
| 4   | Schmertmann                  | $\Phi' = \arctan(((N1)_{45}/43.3)^{0.34})$      |
| 5   | Japan National Railway (JNR) | $\Phi' = 27 + 0.1875 \cdot ((N1)_{45})$         |
| 6   | Japan Road Bureau (JRB)      | $\Phi' = 15 + (9.375 \cdot ((N1)_{45})^{0.5})$  |

A partir de las correlaciones anteriores, se calculó un ángulo de fricción equivalente promedio con el cual se calcula la resistencia al corte netamente friccional. Ese valor se afectó por el porcentaje de finos.

- Resistencia al corte no drenado (Cu): se calculó el valor simulando un suelo netamente cohesivo (Cu) mediante la fórmula de Stroud y Butler (1974).

Se considera que después del 12% de contenido de finos en el suelo hay una influencia de los mismos en la resistencia mecánica del material, a continuación, se presenta la fórmula de Stroud y Butler utilizada.

$$C_u = K \cdot (N_1) 60$$

Dónde: K: constante variable entre 3.5 a 6.5 kN/m<sup>2</sup>, para el presente caso se escogió un valor de 4.5 kN/m<sup>2</sup>.

El valor calculado fue afectado por el porcentaje de finos promedio en la zona de análisis.

A partir de lo anterior, se utilizan los siguientes criterios para establecer los parámetros por ensayo de SPT

- Resistencia al corte promedio: a partir de la resistencia al corte netamente friccional y la resistencia al corte no drenada se procedió a encontrar un valor medio entre estos dos afectado por el porcentaje de finos el cual sea representativo de los materiales de la zona.
- Cohesión: A partir de la resistencia al corte media adoptada y del ángulo de fricción escogido, se procede a variar dicho ángulo hasta cero en la fórmula de Mohr – Coulomb, obteniendo los valores máximos y mínimos de cohesión posibles, con lo cual se adopta un promedio con respecto a la cantidad de finos presentes.
- Ángulo de fricción escogido: a partir de la cohesión adoptada del punto anterior se recalcula el ángulo de fricción definitivo.

Con base en la metodología anterior, a continuación, se presentan los parámetros obtenidos por ensayo de SPT para los materiales tipo suelo del estrato 1, el cual fue el único en el que se realizaron ensayos SPT durante la ejecución de las perforaciones.

Tabla 5 Parámetros obtenidos por correlaciones al ensayo SPT.

Fuente: Elaboración propia.

| Estrato | N1(45) | %finos | Cu (Kn/m2) | Φ eq ° min<br>(ESCOGIDO) | τ (kN/m <sup>2</sup> ) |              |          | C' (kN/m <sup>2</sup> ) |     | Φ    |
|---------|--------|--------|------------|--------------------------|------------------------|--------------|----------|-------------------------|-----|------|
|         |        |        |            |                          | τ cohesivo             | τ friccional | Escogido | máx.                    | min |      |
| 1       | 17     | 31     | 70         | 31                       | 74                     | 2            | 10       | 10                      | 8   | 28.5 |
| 2       | 24     | 34     | 110        | 34                       | 108                    | 21           | 90       | 95                      | 74  | 5.8  |
| 3       | 49     | 40     | 220        | 40                       | 221                    | 194          | 220      | 218                     | 24  | 5.8  |

### 6.2.2. PARÁMETROS DE DISEÑO A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO

De acuerdo a los ensayos de penetración estándar (SPT) que se realizaron en algunas perforaciones, y a los resultados de los ensayos de laboratorio, se adoptaron unos valores para parámetros de diseño de los tres estratos definidos en el perfil estratigráfico, así:

Tabla 6 Parámetros de diseño definidos a partir de ensayos de laboratorio y ensayo SPT.

Fuente: Elaboración propia.

| Estrato | $\phi'$ (°) | C' (kN/m <sup>2</sup> ) | $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) | E (kN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|-------------|-------------------------|---------------------------------|------------------------|
| 1       | 28.5        | 8                       | 16                              | 11550                  |
| 2       | 5.8         | 92                      | 21                              | 9603                   |
| 3       | 5.8         | 194                     | 22                              | 98233                  |

### 6.2.3. PARÁMETROS DE DISEÑO A PARTIR DE RETRO-CÁLCULO

Con el fin de representar adecuadamente la condición actual del terreno y lo visto en campo, tanto para el talud externo como interno, se llevó a cabo un retro-cálculo de los parámetros del material correspondiente al estrato 2, teniendo en cuenta que dicho estrato es el detonante de los movimientos en ambos taludes.

Así las cosas, los parámetros seleccionado para el posterior análisis de estabilidad y diseño de la solución se presentan a continuación:

Tabla 7 Parámetros de diseño seleccionados.

Fuente: Elaboración propia.

| Estrato | $\phi'$ (°) | C' (kN/m <sup>2</sup> ) | $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) | E (kN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|-------------|-------------------------|---------------------------------|------------------------|
| 1       | 28.5        | 8                       | 16                              | 11550                  |
| 2       | 5.8         | 8                       | 21                              | 9603                   |
| 3       | 5.8         | 194                     | 22                              | 98233                  |

### 6.3. MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL

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

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 para el modelo analizado en condición inicial estático y pseudo-estático.

### 6.3.1. SECCIÓN DE ANÁLISIS K23+970

Los análisis de estabilidad efectuados contemplan diferentes mecanismos de falla para representar las diferentes condiciones de la ladera. Los modelos de estabilidad de taludes presentan las condiciones de estabilidad del talud externo e interno.

En las siguientes imágenes se presentan los resultados de los análisis de estabilidad iniciales en condición estática y pseudo-estática:



Imagen 18. Geometría de análisis K23+970

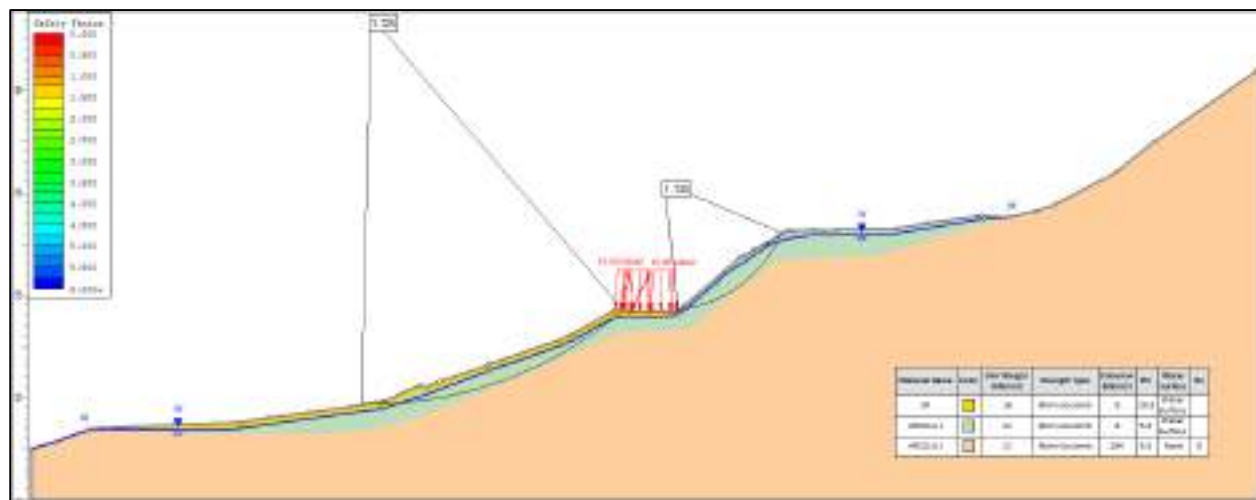


Imagen 19. F.S. Condición Inicial – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970. Superficies de falla del talud externo e interno.



Imagen 20. F.S. Condición Inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970. Superficies de falla del talud externo e interno.

Para la condición estática se presenta un mecanismo de falla en el talud externo que afecta el borde izquierdo de la vía, y que se extiende hasta la parte baja del talud. Así mismo, se identifica un mecanismo de falla en el talud interno que va desde la parte alta y hasta el borde derecho de la vía. Lo anterior tiene sentido teniendo en cuenta la movilización hacia abajo del material del borde izquierdo de la vía, y la movilización del material del talud interno hacia la vía.

Para la condición pseudo-estática se presenta el mismo comportamiento en las superficies de falla localizadas tanto en el talud externo como interno. 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 del modelo analizado:

Tabla 8. Factores de seguridad K23+970. Superficies de falla del talud externo e interno.

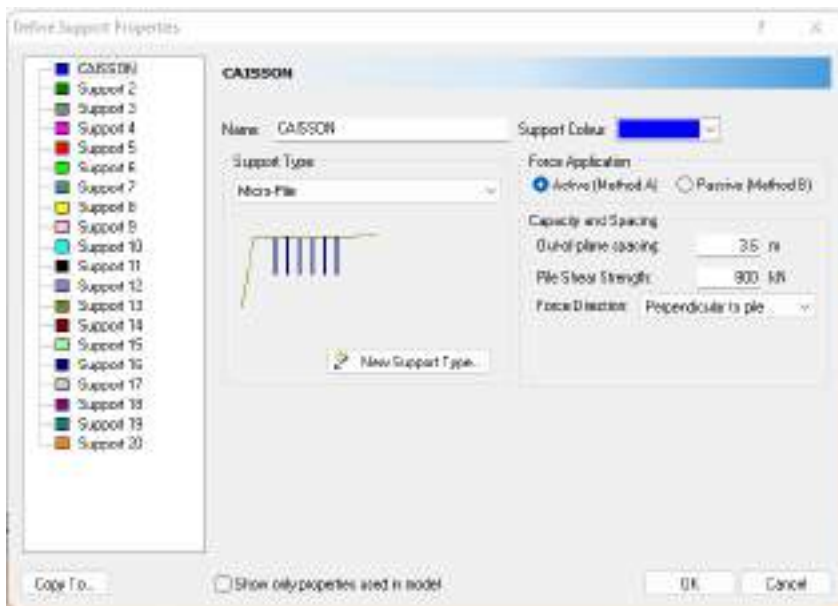
| Condición     | Factor de seguridad |                 |
|---------------|---------------------|-----------------|
|               | Estático            | Pseudo-estático |
| Talud externo | 1.13                | 0.66            |
| Talud interno | 1.14                | 0.91            |

#### 6.4. 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, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención en el talud externo, y de corte en el talud interno. En las imágenes a continuación se muestran los análisis de estabilidad global con la implementación de las obras propuestas con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la normatividad vigente.

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

Tabla 9. Características de los materiales de contención ingresados al programa



#### 6.4.1. SECCIÓN DE ANÁLISIS K23+970

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

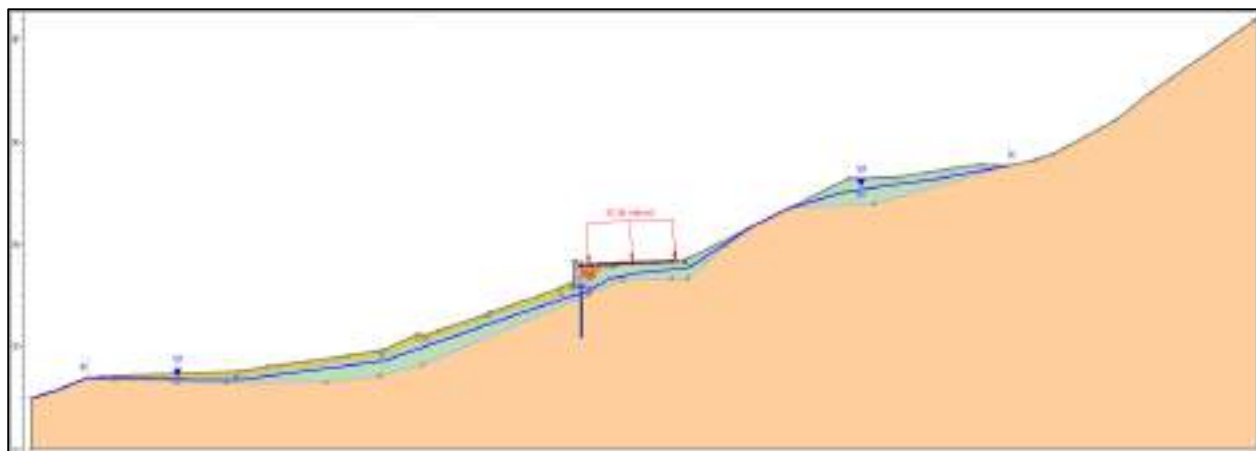


Imagen 21. Geometría de análisis con obras – K23+970

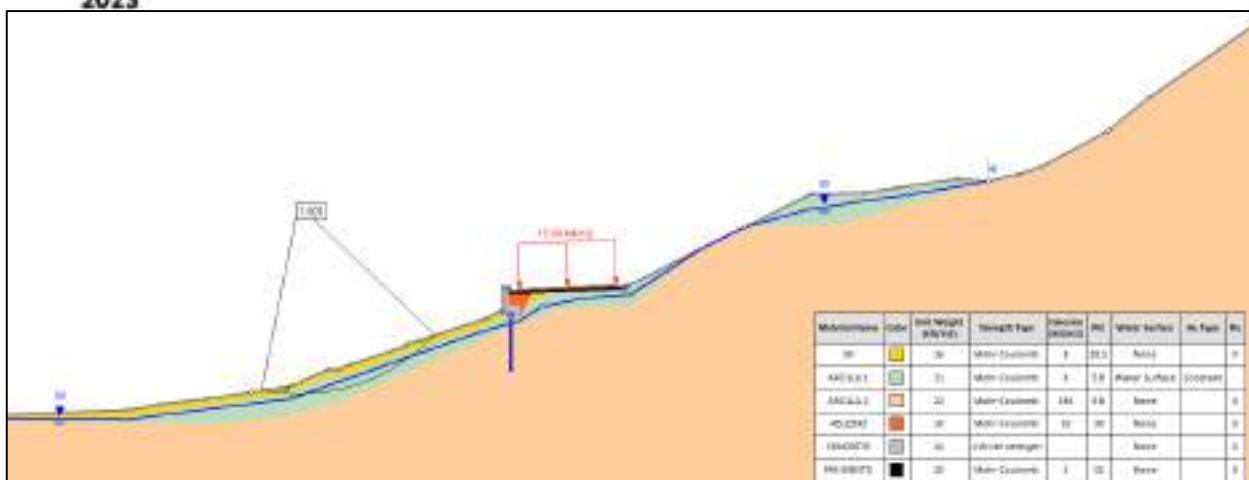


Imagen 22. F.S. Condición con obras – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970

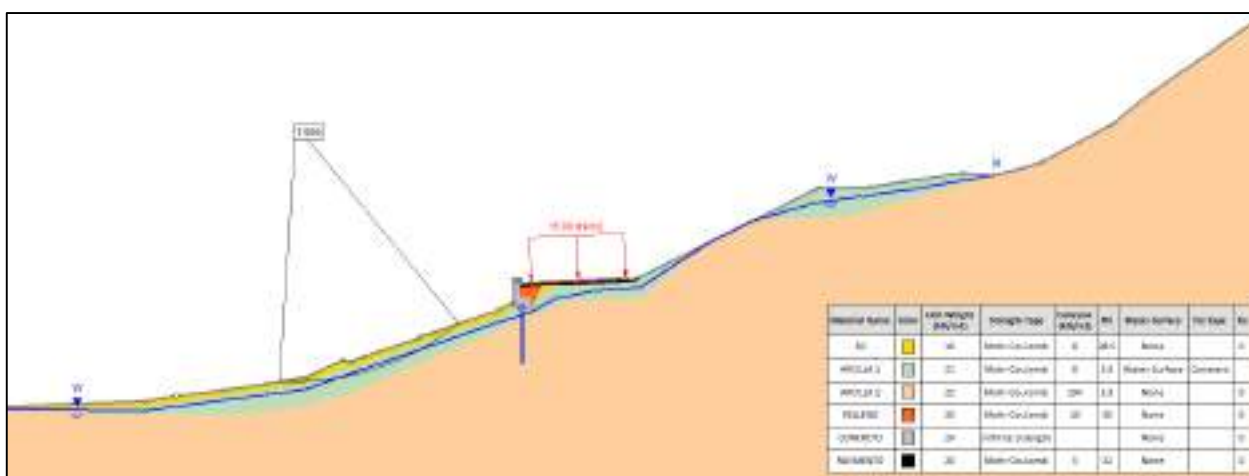


Imagen 23. F.S. Condición con obras – Pseudo-estático – Método de GLE/Morgenstern-Price - K23+970

Como se puede observar, en condición estática se puede observar cómo la superficie de falla se traslada y ya no afecta el borde izquierdo de la calzada vehicular proyectada; en cuanto al talud interno, y teniendo en cuenta que la pendiente del corte elimina gran parte del estrato 2 (que es el material que se está movilizand o actualmente), la superficie de falla desaparece. Para ambos casos los factores de seguridad se encuentran por encima de 1.5.

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

Tabla 10. Factores de seguridad K23+970

| Condición           | Factor de seguridad |          |
|---------------------|---------------------|----------|
| General – con obras | Estático            | Dinámico |
| Talud interno       | >1.50               | >1.05    |
| Talud externo       | 1.50                | 1.06     |

## 6.5. 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, y los valores de factor de seguridad fueron evaluados con base en los mínimos valores obtenidos de cientos de superficies de falla de tipo circular en el comportamiento de las excavaciones asociadas a la construcción de las estructuras proyectadas en el sector inestable. 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 2.5m con una inclinación 1H:1V.

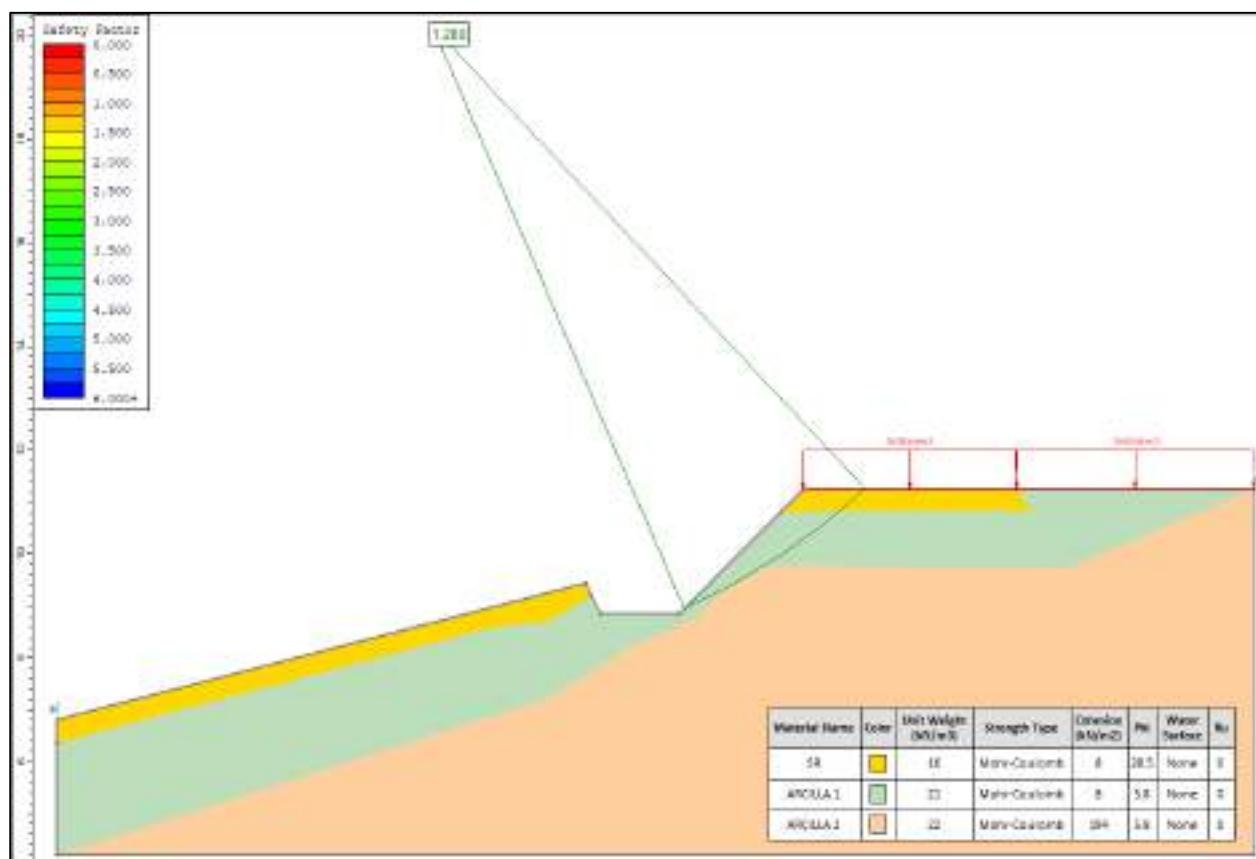


Imagen 24. Factor de seguridad corte temporal – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price

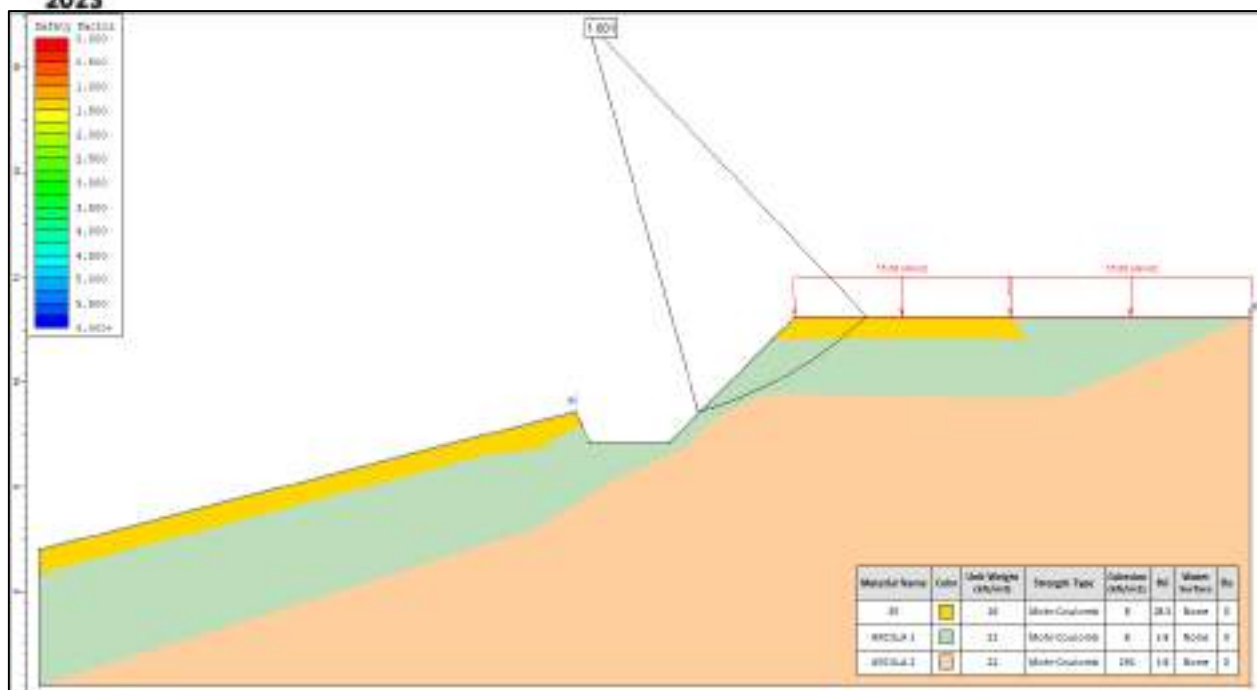


Imagen 25. Factor de seguridad corte temporal – Dinámico – Método de GLE/Morgenstern-Price

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

Tabla 11. Factores de seguridad cortes temporales

| Altura<br>máxima de<br>corte (m) | Inclinación | Factor de seguridad |          |
|----------------------------------|-------------|---------------------|----------|
| 2.5                              | 1H:1V)      | Estático            | Dinámico |
|                                  |             | 1.28                | 1.00     |

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>SISD</sub> |              | F <sub>SISUM</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)

## 6.6. CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m. La pantalla del muro contará con alturas entre 1.5m y 4.0m, aproximadamente. El muro se apoyará sobre una fila de caisson.

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

La solución se desarrollará entre las abscisas K23+906.9 y K24+028.4, aproximadamente

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

Los caisson estarán separados tres veces el diámetro entre ejes.

Entre los análisis realizados fueron llevados a cabo modelos de resistencia por punta para suelos principalmente friccionantes, en función de las propiedades geo-mecánicas 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

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 5m y 9m.

En la tabla y figura a continuación se presentan los valores de capacidad de seguridad de los pilotes a carga vertical afectados por el factor de reducción descontando el peso de los mismos.

Tabla 12. Capacidad de carga de seguridad para caisson - Talud externo.

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |         |         |         |         |
|----------|------------------------|---------|---------|---------|---------|
|          | Longitud (m)           |         |         |         |         |
|          | 5                      | 6       | 7       | 8       | 9       |
| 1,2      | 95,98                  | 103,405 | 110,905 | 118,480 | 126,129 |
| 1,3      | 109,887                | 117,920 | 126,03  | 134,229 | 142,50  |
| 1,4      | 124,704                | 133,343 | 142,069 | 150,882 | 159,781 |
| 1,5      | 140,43                 | 149,673 | 159,01  | 168,439 | 177,961 |
| 1,6      | 157,065                | 166,910 | 176,855 | 186,899 | 197,043 |

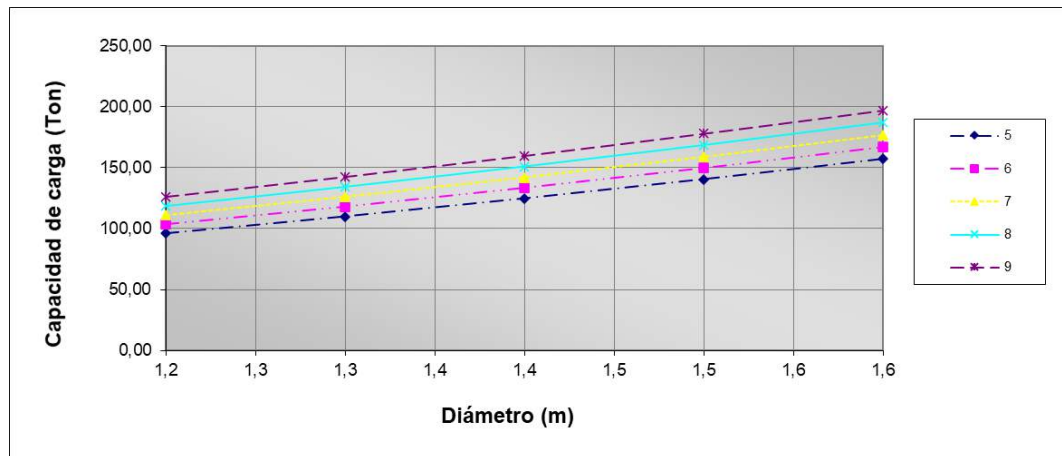


Imagen 26. Capacidad de carga de seguridad para caisson - Talud externo

### Estado límite de servicio

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

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

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

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

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

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

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura en 1,3 cm.

### **Coeficiente de reacción vertical ( $K_v$ )**

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 **53219ton/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 **4130,2ton/m<sup>3</sup>**.

### **Valores de Resorte Horizontal ( $K_h$ )**

El coeficiente de reacción horizontal ( $K_h$ ) 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  $K_h$  será establecido multiplicando el valor de la gráfica por el diámetro.

En la gráfica siguiente se presentan los valores de resorte horizontal ( $K_h$ ) hasta una profundidad de 9m.

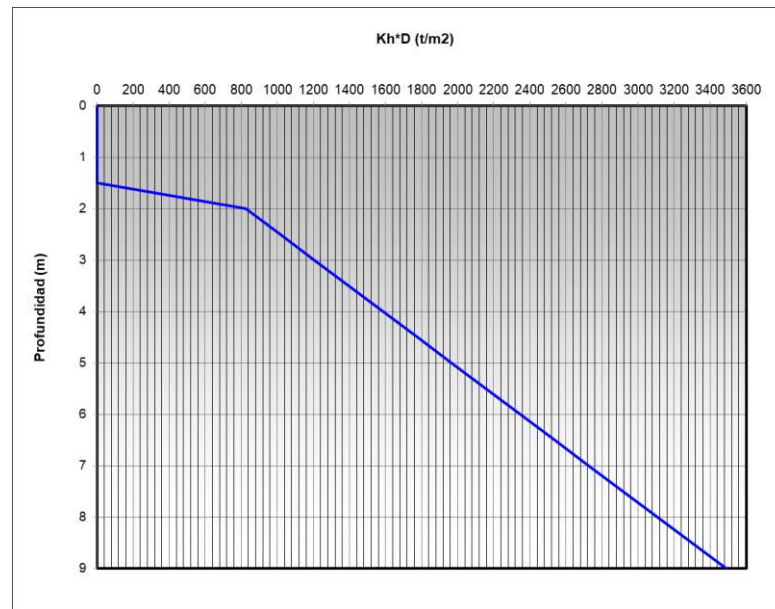


Imagen 27. Coeficiente de reacción horizontal (Kh)

### Estado límite de evento extremo

Tabla 13. Capacidad de carga de seguridad para caissons – Estado límite de evento extremo

| Diam (m) | Carga de trabajo (ton) |         |         |         |         |
|----------|------------------------|---------|---------|---------|---------|
|          | Longitud (m)           |         |         |         |         |
|          | 5                      | 6       | 7       | 8       | 9       |
| 1,2      | 287,94                 | 310,214 | 332,715 | 355,439 | 378,386 |
| 1,3      | 329,660                | 353,760 | 378,10  | 402,686 | 427,51  |
| 1,4      | 374,111                | 400,028 | 426,206 | 452,645 | 479,344 |
| 1,5      | 421,29                 | 449,019 | 477,03  | 505,316 | 533,883 |
| 1,6      | 471,195                | 500,731 | 530,566 | 560,698 | 591,128 |

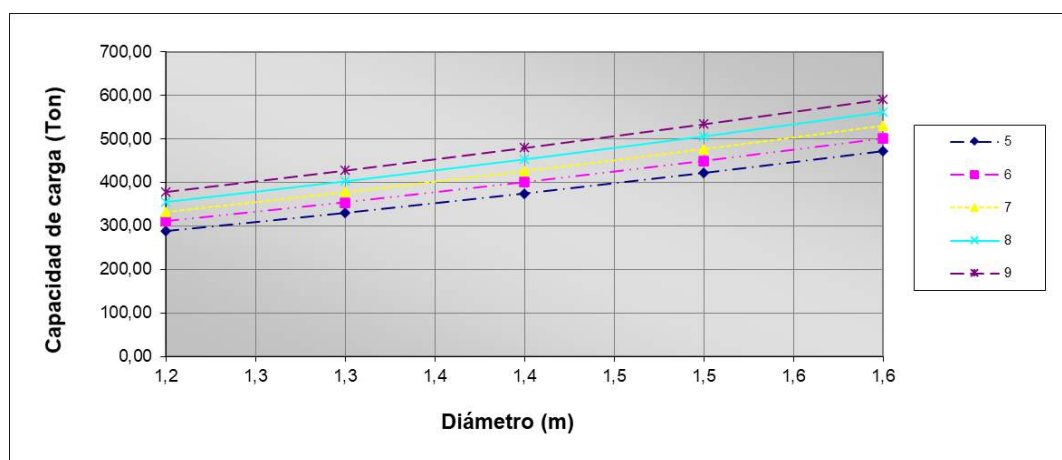


Imagen 28. Capacidad de carga de seguridad para caissons - Estado límite de evento extremo

### Capacidad de carga lateral - Método de Broms

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

Broms Limita este método a cargas de servicio que se encuentren entre  $1/3$  y  $1/2$  de la carga última. 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 14. Capacidad de carga lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

| Diam (m) | Capacidad de carga lateral (ton) |        |        |        |     |
|----------|----------------------------------|--------|--------|--------|-----|
|          | Longitud (m)                     |        |        |        |     |
|          | 5                                | 6      | 7      | 8      | 9   |
| 1,2      | 227,95                           | 287,95 | 349,26 | 411,87 | 476 |
| 1,3      | 246,94                           | 311,95 | 378,36 | 446,19 | 515 |
| 1,4      | 265,94                           | 335,94 | 407,47 | 480,52 | 555 |
| 1,5      | 284,93                           | 359,94 | 436,57 | 514,84 | 595 |
| 1,6      | 303,93                           | 383,93 | 465,68 | 549,16 | 634 |

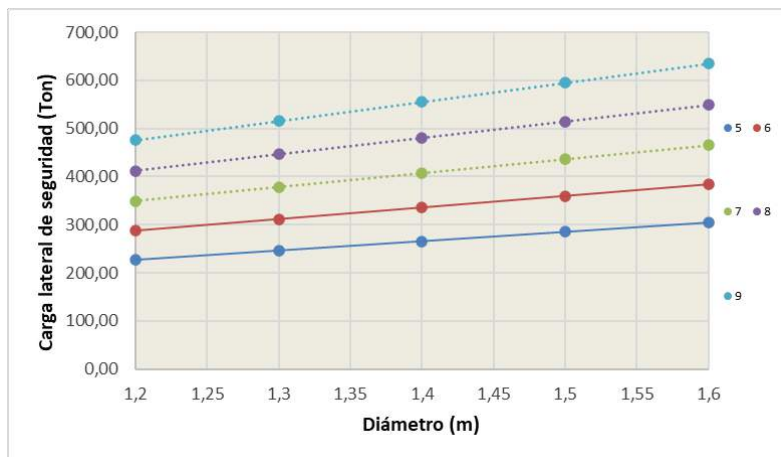


Imagen 29. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

## Resistencia a la Tracción

Corresponde a la fuerza en sentido contrario a la aplicación de la carga vertical por efecto de empujes o subpresiones del suelo o cargas de viento que podrían levantar la estructura. La resistencia a la tracción se calcula como la sumatoria de la resistencia a fricción del pilote más el peso del mismo. Los valores a continuación corresponden a la resistencia a la tracción de los caisson para los tramos I y II, ya se les ha afectado por el factor de reducción, que de forma conservadora se ha considerado un coeficiente de 0,6 aplicado a la resistencia a la fricción.

Así las cosas, se tiene lo siguiente:

Tabla 15. Resistencia a la Tracción

\*Carga en toneladas

| Diam (m) | Longitud (m) |        |        |        |        |
|----------|--------------|--------|--------|--------|--------|
|          | 5            | 6      | 7      | 8      | 9      |
| 1,2      | 74,61        | 92,43  | 110,39 | 128,50 | 146,77 |
| 1,3      | 82,05        | 101,60 | 121,31 | 141,17 | 161,20 |
| 1,4      | 89,69        | 111,00 | 132,48 | 154,14 | 175,98 |
| 1,5      | 97,51        | 120,62 | 143,93 | 167,42 | 191,09 |
| 1,6      | 105,51       | 130,47 | 155,63 | 180,99 | 206,55 |

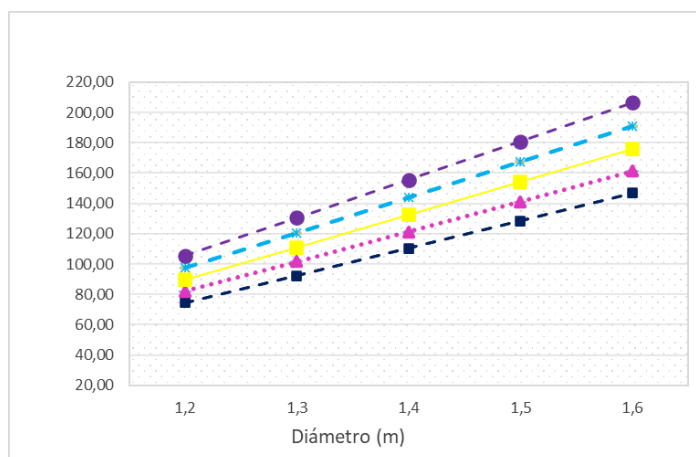


Imagen 30. Resistencia a la tracción para el caisson seleccionado

## 6.7. 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 16. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe

| DATOS                                                                    |             |        |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------|--------|
| Aceleración Aa                                                           | 0,25        | CCP-14 |
| Peso unitario del materia de Relleno                                     | 2           | t/m3   |
| Angulo de fricción interna                                               | 30          | (°)    |
| Sobrecarga tránsito vehicular (H.5.1.2 — Estados Límite de Falla-NSR-10) | 1,5         | t/m2   |
| Coeficiente de presión activa (Ka)                                       |             |        |
| Ka = (1-sen ø)/(1+senØ)                                                  |             |        |
| Ka =                                                                     | 0.333       |        |
| Coeficiente de presión en reposo (Ko):                                   |             |        |
| Ko = (1-sen ø)                                                           |             |        |
| Ko =                                                                     | 0,5         |        |
| CALCULO DE MONONOBE OKABE                                                |             |        |
| Aa                                                                       | 0,25        |        |
| Av                                                                       | 0           |        |
| φ                                                                        | 30          |        |
| δ                                                                        | 20          |        |
| ψ                                                                        | -           |        |
| DA                                                                       | 2,262684636 |        |
| Ka (mononobe okabe)                                                      |             | 0,5082 |
| Ko                                                                       |             | 0,5000 |
| Ka                                                                       |             | 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 tres (3) estratos los cuales se relacionan a continuación:

1. Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 0.5m se encuentra una arena limosa gris de humedad baja, no plástica y compacidad suelta a media.
2. Subyaciendo el estrato anterior y hasta una profundidad de 2m/3m se encuentra una arcilla amarilla de humedad media, plasticidad media a alta y consistencia firme a dura.
3. Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (20m) se encuentra una arcilla café de humedad baja a media, plasticidad baja a media y consistencia dura. Presenta valores de rechazo respecto a la resistencia a la penetración estándar.

- Estructuras de contención proyectadas

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m. El muro se apoyará sobre una fila de caisson, separados 3 veces el diámetro

La solución se desarrollará entre las abscisas K23+906.9 y K24+028.4, aproximadamente

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

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

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

- Respecto a los procesos constructivos

Si bien es poco frecuente, ha sido una práctica en la ingeniería la construcción de caisson mediante deslizamiento vertical de camisas prefabricadas, este método constructivo debido a las características del terreno suele presentar fricciones muy elevadas a lo largo del fuste lo que típicamente para profundidades superiores a 5 metros

impide la movilización de la camisa. Por lo anteriormente expuesto se recomienda que el encamisado sea fundido y no hincado.

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

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

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

1. Excavación temporal hasta el nivel de la zarpa.
2. Construcción de los caisson.
3. Construcción de la zarpa.
4. Construcción del vástago.
5. Construcción de los filtros al espaldar del muro.
6. Efectuar los rellenos y reconformación 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 están cercanos a la unidad, lo que refleja la condición de inestabilidad en la zona de estudio.

Los factores de seguridad con obras se encuentran por encima de los admisibles, tanto en condición estática como dinámica.

Así mismo los factores de seguridad para la conformación de cortes temporales cumplen en condición estática y dinámica para una inclinación de 45° (1H:1V).

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. Ésta 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, lo cual garantiza la estabilidad del terreno al minimizar la aparición de procesos erosivos.

## 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