



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO INESTABLE K7+700 Y K8+670-LA BRECHA

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 3.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

JUNIO DE 2024

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	9
1.1	OBJETIVOS	9
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	10
2.1	ANTECEDENTES	14
3	DIAGNÓSTICO	15
3.1	ALTERNATIVA SOLUCIÓN	15
4	GEOLOGÍA	18
4.1	OBJETIVO GENERAL	18
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
4.3	ALCANCE	18
4.4	METODOLOGÍA	18
4.4.1	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	19
4.4.2	ESTUDIOS DE CAMPO	19
4.4.3	CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA	19
4.4.4	LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	19
4.4.5	DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA	19
4.4.6	INFORME FINAL GEOLOGÍA	20
4.5	GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO	20
4.5.1	BATOLITO DE IBAGUÉ (JGDI)	22
4.5.2	ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO (KB)	22
4.5.3	FORMACIÓN GUADUAS (TKg)	22
4.5.4	GRUPO GUALANDAY (TMGI – TMGM)	23
4.5.5	DEPÓSITOS RECIENTES (QAR)	24
4.5.6	OBSERVACIONES DE CAMPO	25
4.6	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	26
4.6.1	FALLA SANTIAGO PERÉZ	26
4.7	GEOMORFOLOGÍA	26
4.8	RESULTADOS	27
4.8.1	ANÁLISIS CINEMÁTICO SOBRE EL TRAMO II	28
4.9	CONCLUSIONES	30
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	32
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	32

5.2	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	33
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	38
5.4	NIVEL FREÁTICO	41
5.5	PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	42
6	DISEÑO GEOTÉCNICO	51
6.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	52
6.1.1	PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE SUELOS	52
6.1.2	PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS	55
6.1.3	PARÁMETROS DE DISEÑO SELECCIONADOS	57
6.2	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL	58
6.2.1	MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO I	59
6.2.2	MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO II	65
6.3	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS	69
6.3.1	MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO I	70
6.3.2	MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO II	74
6.4	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES	86
6.5	CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS	94
6.6	DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN PARA EL TRAMO II (FALLA PLANAR GUALANDAY INFERIOR)	108
6.7	DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	111
6.8	CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE CARTILLA	112
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	118
8	LIMITACIONES	123
9	ANEXOS	124

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco	10
Imagen 2. Cuerpos de agua presentes en el sector inestable entre las abscisas K7+700 y K8+200	12
Imagen 3. Mapa Geológico del sector La Brecha, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.	21
Imagen 4. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas. Fuente: Modificado de Google Earth (2022).	22
Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.	23
Imagen 6. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.	24
Imagen 7. Depósitos recientes, Santiago Pérez.	24
Imagen 8. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable la Brecha Tramo I - K7+700 a K8+200	34
Imagen 9. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable la Brecha Tramo II - K7+700 a K8+200	34
Imagen 10. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 1	44
Imagen 11. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2	44
Imagen 12. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 3	45
Imagen 13. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 4	45
Imagen 14. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 5	46
Imagen 15. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 6	46
Imagen 16. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 7	47
Imagen 17. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 8	47
Imagen 18 Modelo geológico – geotécnico tramo 1, Sección de análisis K7+800, la Brecha	48
Imagen 19 Modelo geológico – geotécnico tramo 1, Sección de análisis K7+800, la Brecha	48
Imagen 20 Modelo geológico – geotécnico tramo 1, Sección de análisis K7+800, la Brecha	49
Imagen 21 Modelo geológico – geotécnico tramo II, K8+200 a K8+670, la Brecha	50
Imagen 22 Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Mello y Peck	53
Imagen 23 Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Meyerhof	53
Imagen 24 . Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), NAVFAC	54
Imagen 25. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science. Tramo I	56
Imagen 26. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science. Tramo II	56
Imagen 27. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	57
Imagen 28. Geometría de análisis K7+800	59
Imagen 29. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS=1,07)	59
Imagen 30. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS< 1,0)	60
Imagen 31. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS < 1,0)	60
Imagen 32. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS < 1,0)	60
Imagen 33. Geometría de análisis K7+930	61
Imagen 34. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,10)	62
Imagen 35. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,06)	62
Imagen 36. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS < 1,0)	63
Imagen 37. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS < 1,0)	63
Imagen 38. Geometría de análisis K8+050	64

Imagen 39. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS=1,04)	64
Imagen 40. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS < 1,0)	65
Imagen 41. Geometría de análisis Tramo II	66
Imagen 42. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS=1,16)	67
Imagen 43. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS < 1,0)	68
Imagen 44. Geometría de análisis K7+800	70
Imagen 45. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS=2,6)	70
Imagen 46. Factor de seguridad C. obras – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS=1,08)	71
Imagen 47. Geometría de análisis K7+930	71
Imagen 48. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,94)	72
Imagen 49. Factor de seguridad C. obras – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,06)	72
Imagen 50. Geometría de análisis K8+050	73
Imagen 51. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS=1,77)	73
Imagen 52. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS = 1,05)	74
Imagen 53. Geometría de análisis Tramo II	75
Imagen 54. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS=1,95)	76
Imagen 55. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS = 1,05)	77
Imagen 56. Geometría de análisis Tramo II – K8+210	78
Imagen 57. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+210 (FS=6.517)	79
Imagen 58. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+210 (FS = 4,39)	80
Imagen 59. Geometría de análisis Tramo II – K8+320	81
Imagen 60. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+320 (FS=1.788)	82
Imagen 61. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+320 (FS = 1.078)	83
Imagen 62. Geometría de análisis Tramo II – K8+440	84
Imagen 63. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+440 (FS=2.552)	85
Imagen 64. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+440 (FS = 5.197)	86
Imagen 67. Factor de seguridad cortes temporales – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+210 FS = 11.174	88
Imagen 68. Factor de seguridad Corte temporal – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+210 FS = 4.223	89
Imagen 69. Factor de seguridad cortes temporales – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+320 FS = 1.260	90
Imagen 70. Factor de seguridad Corte temporal – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+320 FS = 1.053	91
Imagen 71. Factor de seguridad cortes temporales – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+440 FS = 1.253	92

Imagen 72. Factor de seguridad Corte temporal – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+440 FS = 1.054	93
Imagen 73. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo I.	95
Imagen 74. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo I (Depósito).	96
Imagen 75. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo II.	97
Imagen 76. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo II (deposito).	97
Imagen 77. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) Tramo I.	99
Imagen 78. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) Tramo II.	99
Imagen 79. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo I – estado límite de evento extremo	100
Imagen 80. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo I – estado límite de evento extremo (deposito)	101
Imagen 81. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo II – estado límite de evento extremo	101
Imagen 82. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo II – estado límite de evento extremo (deposito)	102
Imagen 83. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I	103
Imagen 84. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I (deposito)	104
Imagen 85. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II	104
Imagen 86. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II (deposito)	105
Imagen 87. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo I	106
Imagen 88. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo I (deposito)	107
Imagen 89. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo II	107
Imagen 90. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo II (deposito)	108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto	32
Tabla 2. Localización de sondeos	33
Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 1	39
Tabla 4. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 2	39
Tabla 5. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 3	39
Tabla 6. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 4	40
Tabla 7. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 5	40
Tabla 8. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 6	40
Tabla 9. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 7	40
Tabla 10. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 8	41
Tabla 11. Reporte de nivel freático	41
Tabla 12. Correlación N vs. Peso Unitario (Fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties)	54
Tabla 13. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988) (Fuente: Manual de Cimentaciones del Invias)	54
Tabla 14. Parámetros de diseño seleccionados sector inestable la Brecha – Tramo I	58
Tabla 15. Parámetros de diseño seleccionados sector inestable la Brecha – Tramo II	58
Tabla 16. Factores de seguridad sector inestable K7+800. Búsqueda de superficie de falla con bloque	61
Tabla 17. Factores de seguridad sector inestable K7+800. Búsqueda de superficie de falla circular	61
Tabla 18. Factores de seguridad sector inestable K7+930. Búsqueda de superficie de falla con bloque	63
Tabla 19. Factores de seguridad sector inestable K7+930. Búsqueda de superficie de falla circular	64
Tabla 20. Factores de seguridad sector inestable K8+050	65
Tabla 21. Factores de seguridad sector inestable Tramo II – Banca de la Vía	69
Tabla 22. Factores de seguridad sector inestable Tramo II – Depósitos de la parte alta	69
Tabla 23. Características de los materiales de contención ingresados al programa	69
Tabla 24. Factores de seguridad sector inestable K7+800	71
Tabla 25. Factores de seguridad sector inestable K7+930. Búsqueda de superficie de falla con bloque	72
Tabla 26. Factores de seguridad sector inestable K8+050	74
Tabla 27. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I.	95
Tabla 28. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I (Depósito).	95
Tabla 29. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II.	96
Tabla 30. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II (deposito).	97
Tabla 31. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I. – estado límite de evento extremo	100
Tabla 32. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I. – estado límite de evento extremo (deposito)	100
Tabla 33. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II. – estado límite de evento extremo	101
Tabla 34. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II. – estado límite de evento extremo (deposito)	102
Tabla 35. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I	103
Tabla 36. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I (deposito)	103
Tabla 37. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II	104
Tabla 38. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II (deposito)	105
Tabla 39. Resistencia a la Tracción. Tramo I	106
Tabla 40. Resistencia a la Tracción. Tramo I (deposito)	106
Tabla 41. Resistencia a la Tracción. Tramo II	107

Tabla 42. Resistencia a la Tracción. Tramo II (deposito)	108
Tabla 43. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe	112
Tabla 44. Factores de Seguridad indirectos	116

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable entre las abscisas K7+700 y K8+200.....	11
Fotografía 2. Empozamientos a nivel de vía en el talud externo tramo K7+700 y K8+200.....	12
Fotografía 3. Sector de la brecha.....	13
Fotografía 4. Localización Estación Geológica localizada en las coordenadas Norte: 3°14'22.37" y Este: 75°37'25.38".....	28
Fotografía 5 y 6. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector la Brecha	35
Fotografía 7, 8 y 9. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector la Brecha.....	35
Fotografías 10 y 11. Exploración de subsuelo sondeo 3 sector la Brecha	36
Fotografías 12 y 13. Exploración de subsuelo sondeo 4 sector la Brecha	36
Fotografías 14, 15, 16 y 17. Exploración de subsuelo sondeo 5 sector la Brecha	36
Fotografías 18, 19, 20 y 21. Exploración de subsuelo sondeo 6 sector la Brecha	37
Fotografías 22, 23, 24 y 25. Exploración de subsuelo sondeo 7 sector la Brecha	37
Fotografías 26, 27, 28 y 29. Exploración de subsuelo sondeo 8 sector la Brecha	38
Fotografía 30 y 31. Materiales característicos del estrato 1, tramo I sector la Brecha	42
Fotografía 32 y 33. Materiales característicos del estrato 2, tramo I sector la Brecha	42
Fotografía 34 y 35. Materiales característicos del estrato 1, tramo II, sector la Brecha	43
Fotografía 36 y 37. Materiales característicos del estrato 2, tramo II, sector la Brecha	43
Fotografía 38. Flujo de detritos Sector La Brecha – Tramo II.....	51
Fotografía 39. Flujo de detritos Sector La Brecha – Tramo II.....	52

1 INTRODUCCIÓN

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

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

1.1 OBJETIVOS

Se ha determinado como objetivo general del presente estudio, determinar las causas que generan la inestabilidad y pérdida de la banca en el sitio localizado entre las abscisas K7+700 y K8+670, realizar el análisis geotécnico de las obras necesarias para garantizar la estabilidad en la zona y el paso seguro de los vehículos y usuarios de la vía.

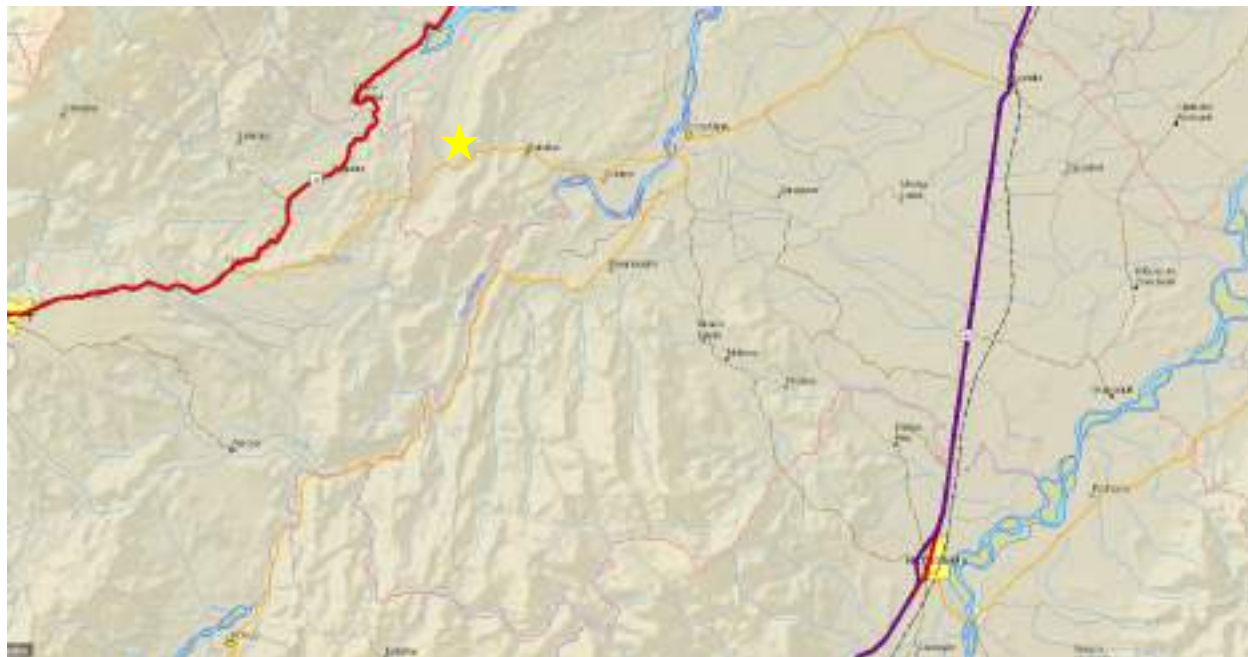
Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

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

2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

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

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado entre el K7+700 y el K8+670 de la vía Ataco – Planadas, en el que se observa un deslizamiento del depósito de coluvión generando inestabilidad tanto en el talud interno como en el talud externo, la afectación es de aproximadamente 970m.

El sector objeto de estudio se ha dividido en dos tramos de acuerdo a la geología y al perfil estratigráfico, tal y como se relaciona a continuación:

Tramo I, entre las abscisas K7+700 y K8+200, y el tramo II entre las abscisas K8+200 y K8+670.

El sector denominado tramo I (K7+700 y K8+200), el talud interno cuenta con alturas variables entre 7,0m y 10,5m y pendientes variables entre 25 y 50 grados. La vegetación en el talud interno es escasa, se observan algunos árboles propios de la región hacia la parte alta, y pastos que son utilizados para el pastoreo.

El talud externo cuenta con alturas variables entre 5,0m y 7,0m y pendientes variables entre 15 y 40 grados. La vegetación en el talud externo es escasa, se observan algunos árboles propios de la región hacia la parte baja, y pastos que son utilizados para el pastoreo. A continuación, se muestra la panorámica general del tramo I, objeto de estudio.



Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable entre las abscisas K7+700 y K8+200

Se observa la presencia de por lo menos cinco cuerpos de agua que corren sin control por el talud interno saturando los materiales superficiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona, los cuales se encausan siguiendo su curso hacia el talud externo llevando sus aguas hasta el río Ata. De igual manera se observan empozamientos y saturación total de la vía.

En imagen a continuación se muestran los cuerpos de agua que corren por el sector del tramo ubicado entre las abscisas K7+700 y K8+200.

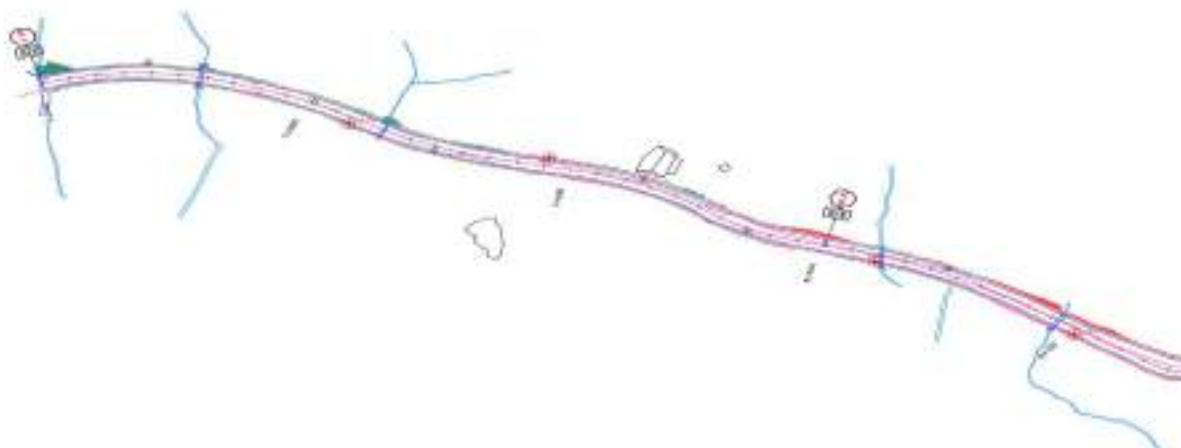


Imagen 2. Cuerpos de agua presentes en el sector inestable entre las abscisas K7+700 y K8+200



Fotografía 2. Empozamientos a nivel de vía en el talud externo tramo K7+700 y K8+200

El sector denominado tramo II (K8+200 y K8+670), el talud interno cuenta con alturas variables entre 8,0m y 40m y pendientes variables entre 40 y 80 grados. La vegetación en el talud interno en este tramo es espesa, se observa vegetación propia de la región tanto en la parte alta como en la parte baja del talud, adicionalmente se observan

algunos escarpes producto de los deslizamientos de los depósitos de coluvión. En las fotografías a continuación se observa la panorámica del sector en mención.



Fotografía 3. Sector de la brecha

El talud externo cuenta con alturas variables entre 8,0m y 20,5m y pendientes variables entre 35 y 53 grados. La vegetación en el talud externo al igual que el del interno es espesa con árboles característicos de la región.

La vía en el tramo denominado la Brecha se encuentra en material de afirmado en regulares condiciones, en la que se aprecian deformaciones, hundimientos y huecos de gran tamaño dificultando la movilidad de los vehículos que transitan por este corredor vial.

2.1 ANTECEDENTES

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

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

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 I de estudio, como se ha mencionado anteriormente fue identificada una inestabilidad de tipo rotacional que compromete parte de la banca el talud interno y el talud externo entre las abscisas K7+700 y K8+200 en una longitud de 500m aproximadamente.

En el tramo II de estudio, fue identificada una inestabilidad en la que se aprecian flujos de detritos y caída de rocas los cuales comprometen tanto al talud interno como externo entre las abscisas K8+200 y K8+670 en una longitud de 470m aproximadamente.

En virtud de lo anterior, en este sector (la Brecha) se llevó a cabo la ejecución de tres (8) sondeos con equipo mecánico los cuales alcanzaron profundidades entre 10m y 25m, con el fin de conocer el perfil estratigráfico promedio de la zona y así definir la cimentación técnica y económicamente más adecuada de las obras de contención necesarias para garantizar la estabilidad de la ladera, la recuperación de la banca y el paso seguro de los vehículos y comunidad en el sector de la referencia.

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

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

3.1 ALTERNATIVA SOLUCIÓN

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea para el TRAMO I, la siguiente solución:

- En el talud externo se define la construcción de un muro de contención apoyado directamente como confinamiento lateral de la banca y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 30m. Esta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+730 a K7+760. El muro contará con alturas variables entre 3,85m y 4,0m incluida la zarpa.
- En el talud externo se define la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud variable de 5m a 11m, el muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 70m. Esta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+760 a K7+830. El muro contará con alturas variables entre 3,3m y 3,5m incluida la zarpa.

- En el talud externo se define 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 11m, el muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 30m. Esta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+850 a K7+880. El muro contará con alturas variables entre 3,35m y 3,45m incluida la zarpa.
- En el talud externo se define 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 y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 70m. Esta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+890 a K7+960. El muro contará con alturas variables entre 3,3m y 3,5m incluida la zarpa.
- En el borde externo de la vía se plantea la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m, esta solución se implantará en una longitud aproximada de 60m, entre las abscisas K8+000 a K8+060.

Para el tramo II, se plantea la siguiente solución:

- En el talud externo se define 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 y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 15m. Esta solución se implantará entre las abscisas K8+205 a K8+240.
- En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m, con alturas de muro de hasta 4,0m. Esta solución se implantará en una longitud aproximada de 45m, entre las abscisas K8+260 a K8+305.
- En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud variable entre 5m y 11m, con alturas de muro de hasta 5m. Esta solución se implantará en una longitud aproximada de 100m, entre las abscisas K8+320 a K8+420.
- En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud variable entre 5m, 8m y 11m, con altura de vástago de hasta 5m. Esta solución se implantará en una longitud aproximada de 100m, entre las abscisas K8+440 a K8+555.
- En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 8m, esta solución se implantará en una longitud aproximada de 25m, entre las abscisas K8+580 a K8+605.

Es importante mencionar que para el Tramo I, adicional a las obras de contención, el nivel freático deberá ser abatido mediante una línea de drenes subhorizontales en el talud interno, los cuales contarán con una longitud de 20m, inclinados 5 grados y separados 10m en la horizontal. Adicionalmente se deberán implementar obras de manejo hidráulico longitudinal y transversal tal y como lo especifica el estudio de hidrología e hidráulica efectuado para este sector.

Con el fin de atender los flujos de detritos provenientes del talud interno se deben implementar muros tipo en concreto con una altura de 3,5m para ser utilizados como estructuras “Bolsillo” en cuatro sectores definidos por las siguientes abscisas:

- K8+270 – K8+290
- K8+295 – K8+315
- K8+425 – K8+450
- K8+470 – K8+505

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 K7+700 Y K8+670 . 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. Toda la información obtenida se complementó con base a los estudios realizados en campo.

4.4.2 ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente al sector La Brecha (K7+700 Y K8+670). 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.

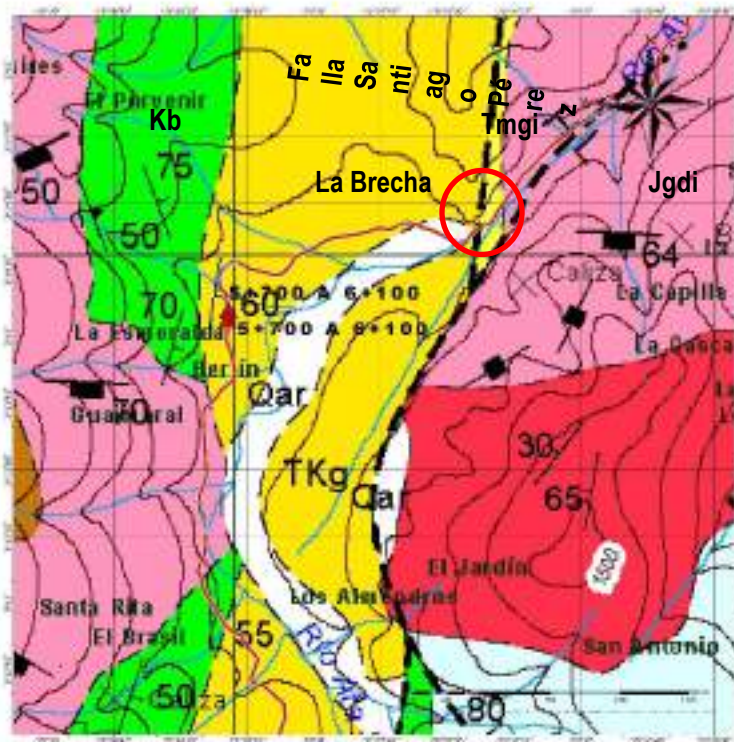
El informe final de geología consistirá en la memoria detallada de las unidades geológicas y geomorfológicas que atraviesan el tramo vial analizados junto con su análisis respectivo.

4.5 GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO

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

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

Como se observa el sitio de estudio se encuentra sobre rocas de la Formación Gualanday Inferior (Tmgi) y la Formación Guaduas. Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.



Qar

DEPÓSITOS CONSOLIDADOS Y NO CONSOLIDADOS

Qar: Depósitos sedimentarios recientes. Aluviones, coluviones, terrazas.

Qm: Morrenas y otros depósitos glaciales y fluvio-glaciales.



GRUPO GUALANDAY

Tmgn: FORMACIÓN GUALANDAY MEDIO: Arcillolitas con algunas intercalaciones de areniscas y conglomerados, color rojo predominante.

Tmgi: FORMACIÓN GUALANDAY INFERIOR: Principalmente conglomerados y areniscas, dispersas intercalaciones de arcillolitas.



FORMACIÓN GUADUAS

Arcillolitas y algunas limolitas, con estratificación pobre y color rojizo dominante.



ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO

Areniscas sacarcíticas, en base y techo; calizas shales y lutitas, con delgadas niveles de iditas en la parte media. Fauna fósil del Albano-Campesano.



BATOLITO DE IBAGUE

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

Imagen 3. Mapa Geológico del sector La Brecha, modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.

4.5.1 BATOLITO DE IBAGUÉ (JGDI)

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



Imagen 4. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas. Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

4.5.2 ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO (KB)

Esta formación se compone de una sucesión de rocas sedimentarias marinas que afloran desde el sur de Planadas hasta el norte de Santiago Pérez. Tiene un espesor aproximado de 575 m, su base está en contacto con el Batolito de Ibagué y la Formación Yaví, mientras que en su tope se encuentra concordante con la Formación Guaduas. Se conforma de areniscas y niveles de conglomerados cuarzosos irregulares en su base, a medida que se asciende en la sucesión las areniscas pasan de arcóscicas 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.

4.5.3 FORMACIÓN GUADUAS (TKg)

Esta formación se encuentra suprayaciendo en contacto concordante a las Rocas Sedimentarias de la quebrada Barroso e infrayaciendo a las areniscas y conglomerados de la Formación Gualanday Inferior en contacto fallado. Está compuesta por arcillolitas rojas y violáceas, ocasionalmente amarillentas y grises, con delgadas intercalaciones de

limolitas. Se le ha asignado una edad entre el Maastrichtiano y Paleoceno. Su espesor en el área no se ha determinado debido a las pocas exposiciones y el tectonismo del área.

4.5.4 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.

4.5.4.1 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 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

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

4.5.5 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 7. Depósitos recientes, Santiago Pérez.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

4.5.6 OBSERVACIONES DE CAMPO

Durante los días 28 de marzo a 01 de abril de 2022 se realizó una visita exploratoria donde se caracterizaron las unidades geológicas que afloran en la zona y los factores de inestabilidad de varios sectores de la vía Ataco - Planadas.

A continuación, se muestran las principales observaciones de la exploración geológica sobre la zona inestable referente al sitio La Brecha.

Coordenadas. 3°14'23.25"N, 75°37'23.66"W, h = 926 m.s.n.m.

El sector se encuentra sobre en la zona de contacto fallado entre las rocas de la Formación Gualanday Inferior y la Formación Guaduas que buzcan hacia el SE. Hacia el E y NE se encuentran principalmente estratos de areniscas conglomeráticas de grano grueso de la Formación Gualanday Inferior y aparecen las rocas cristalinas del Batolito de Ibagué. Sobre el talud interno se observan depósitos cuaternarios de ladera o coluviales, principalmente arcillosos generados por la meteorización de las arcillolitas de la Fm Gualanday Inferior y Guaduas. Hacia el W y SW de la zona se encuentran niveles de arcillolitas de la Formación Guaduas, con tonalidades rojizas y con grado de meteorización moderado.

Geomorfológicamente el sitio está ubicado sobre varias laderas controladas por el buzamiento de los estratos hacia el SE y está delimitado al este por el cauce del río Atá. Estas características litológicas y geomorfológicas permiten diferenciar el sector en dos tramos donde al W de la Falla Santiago Pérez la mayoría de los procesos morfodinámicos que ocurren son de carácter rotacional sobre depósitos coluviales, mientras al Este son de tipo flujo de detritos y caídas de rocas.



Figura 1. Sector La Brecha.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.

Actualmente, la degradación de las rocas sedimentarias de las Formaciones Gualanday Inferior y Guaduas provoca la acumulación de material no consolidado que se deposita sobre el plano generado por el buzamiento de las unidades.

Dichas acumulaciones corresponden a los depósitos coluviales que discurren sobre las rocas con bajo grado de meteorización de ambas formaciones y sobre las rocas del Batolito de Ibagué, consecuentemente la vía está, en algunos sectores, sobre estos depósitos que causan inestabilidad debido a su mala calidad para los propósitos ingenieriles.

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 este se encuentra directamente afectado por la falla geológica Santiago Pérez.

4.6.1 FALLA SANTIAGO PERÉZ

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



Figura 2. Falla Santiago Pérez sobre el sector de La Brecha.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

En el sector de la Brecha, esta falla configura un contacto tectónico entre la Formación Guaduas al oeste y la Formación Gualanday Inferior al este. Esta configuración causa una deformación moderada a alta en las rocas del sector, propiciando la meteorización física y por consiguiente la formación de depósitos de material fracturado.

4.7 GEOMORFOLOGÍA

Fisiográficamente el área que comprende el sector estudiado se caracteriza por un relieve montañoso de pendientes escarpadas y laderas largas hacia el este, desarrollado sobre las areniscas y arcillolitas de la Formación Gualanday Inferior que se extiende N-S y las rocas del Batolito de Ibagué. Al SE se encuentra limitado por los cauces de los drenajes principales del área, especialmente las generadas por el río Atá.

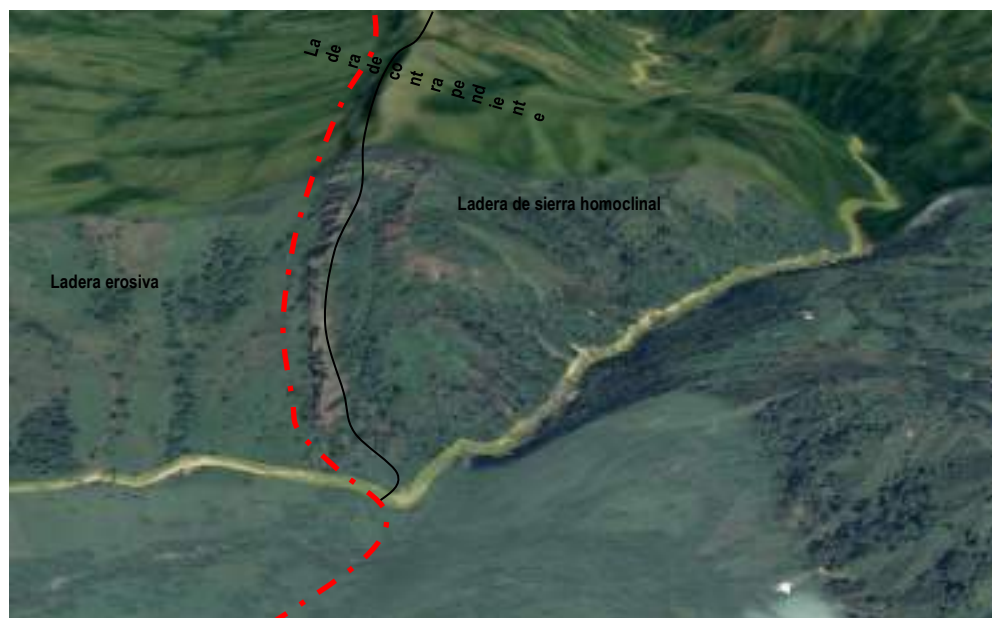


Figura 3. Falla Santiago Pérez.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

Localmente el sector de La Brecha está sobre varias subunidades geomorfológicas de ladera que varían de acuerdo al buzamiento de los estratos y la morfodinámica del sector. Hacia el oeste de Falla Santiago Pérez, corresponde a una ladera erosiva. Esta geoforma resulta de colinas denudadas y relieve inclinado con laderas moderadamente largas resultado de procesos denudacionales sobre las rocas poco competentes de la Formación Guaduas.

Hacia el este de la Falla Santiago Pérez, se encuentra una ladera de contrapendiente definida por la disposición (buzamiento y rumbo) de los estratos hacia el SE inclinados en contra de la pendiente del terreno. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes y blandas de la Formación Gualanday Inferior cubierta por depósitos coluviales de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente.

Seguidamente, al este de las laderas de contrapendiente se encuentra la ladera de sierra homoclinal correspondiente a la geoforma desarrollada sobre parte de las rocas de la Formación Gualanday Inferior y las rocas del Batolito de Ibagué. Esta geoforma se extiende hacia el NE-SW. La alta inclinación de estas geoformas constituye uno de los factores de inestabilidad sobre la zona debido a la existencia de los depósitos coluviales sobre la parte alta y que cubren una gran área del sector.

4.8 RESULTADOS

Con base a la exploración geológica de campo, fotografías aéreas y topografía se definió el mapa geológico del sitio, caracterizando las unidades geológicas involucradas y ya definidas en este capítulo (Formación Gualanday Inferior (Tmgi), Formación Guaduas (TKg), Batolito de Ibagué (Jgdi) y Depósitos Recientes (depósitos Aluviales y coluviales).

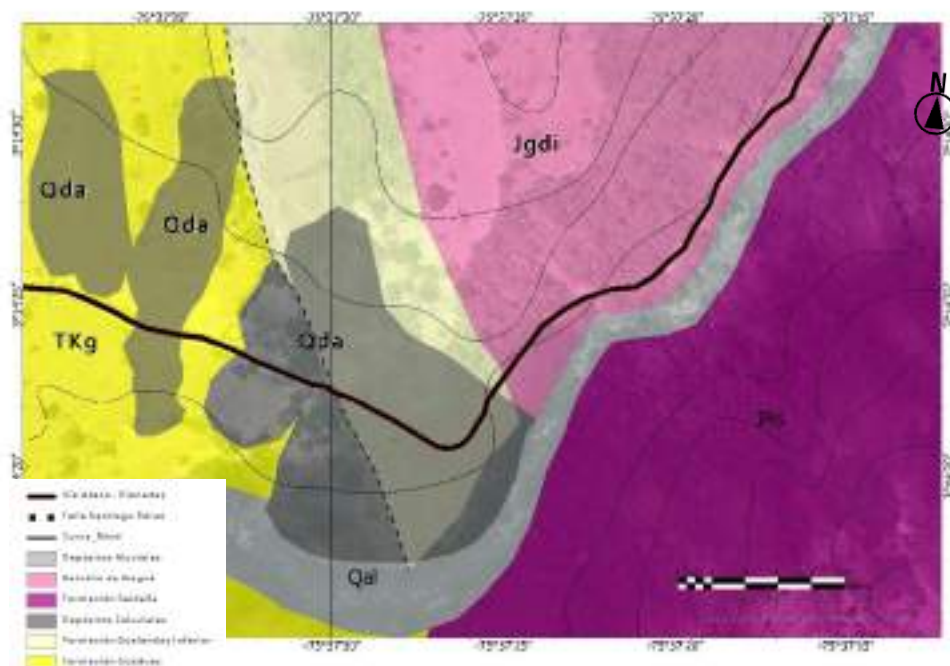


Figura 4. Geología del sector La Brecha.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

4.8.1 ANÁLISIS CINEMÁTICO SOBRE EL TRAMO II

De acuerdo al levantamiento estructural realizado durante la visita de campo por el área de Geología y Geotecnia, sobre el sector se encuentran afloramientos de la Formación Gualanday Inferior que por su disposición estructural presentan susceptibilidad a procesos de remoción de tipo caída de tocas. Las discontinuidades sobre el macizo están asociadas a diaclasas y planos de estratificación debido a la poca variación en cuanto a disposición de las rocas en la franja de afloramiento de la unidad se tomaron como principales o predominantes direcciones de buzamientos y buzamiento las mostradas en la Figura 5. Es de resaltar que el levantamiento se efectuó en la estación geológica localizada en las coordenadas Norte: 3°14'22.37" y Este: 75°37'25.38".



Fotografía 4. Localización Estación Geológica localizada en las coordenadas Norte: 3°14'22.37" y Este: 75°37'25.38"
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

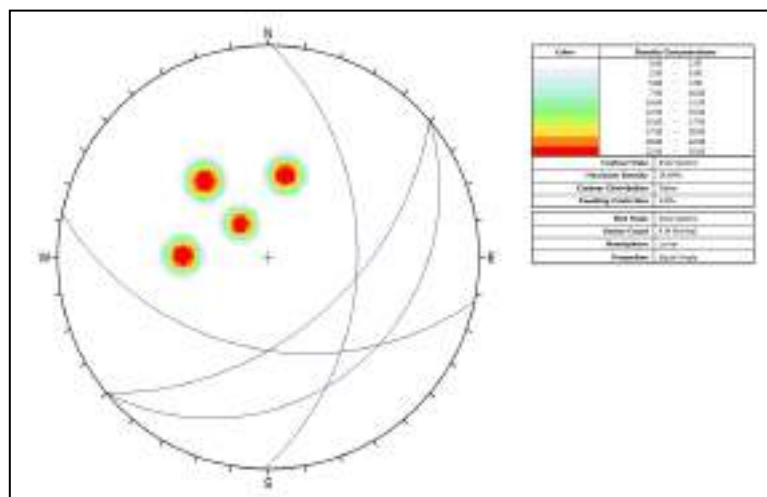


Figura 5. Datos estructurales del macizo rocoso en el Tramo II.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

De acuerdo a los datos de la topografía la franja tiene una pendiente promedio de 76° con una dirección de buzamiento de 140° , con estos parámetros se ha realizado el análisis cinemático por sobre la zona correspondiente a la toma de los datos estructurales geológicos (asociado al talud rocoso). Este análisis estadístico muestra los planos paralelos al talud con probabilidad de configurar zonas críticas, vectores e intersecciones para desarrollo de fallas planares o de cuña. Como se observa en la Figura 6, el mecanismo más probable de falla corresponde a falla planar, para el cual los planos de discontinuidades orientados $140^\circ/50^\circ$, es decir, hacia la misma orientación de la pendiente del talud, predefinen los planos críticos o favorables para esta situación. En este caso, 1 de los 4 planos medidos del set utilizado corresponderían, según el análisis para una pendiente del talud de 76° , a planos críticos para falla planar. Las fallas de tipo en cuña o por volcamiento se descartan debido a que la orientación y ángulo de buzamiento del macizo no forman las condiciones para su generación.

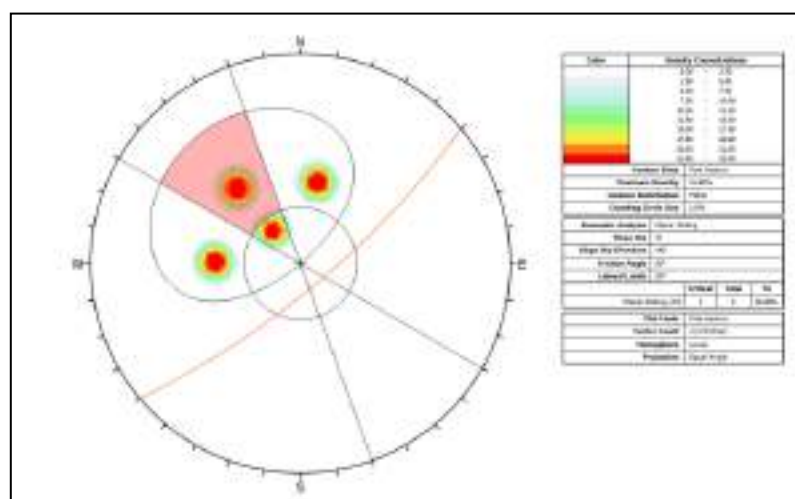


Figura 6. Análisis cinemático sobre el talud rocoso de la Fm. Gualanday Inferior.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

De acuerdo con lo obtenido de los análisis anteriores se hace necesario que se implementen obras de sostenimiento en los taludes que presenten dichas condiciones. Para efectos de lo anterior, se ha definido un tamaño de bloque

probable de falla con dimensiones de 0,6 m de largo, 0,3 m de espesor y 1,0 m de ancho. El tamaño promedio de los bloques generados por la intersección de las discontinuidades se determinó teniendo en cuenta el mínimo espesor de las capas estratificadas que establecen un plano de discontinuidad tal como se observa en la Figura 7.



Figura 7. Discontinuidades sobre el macizo rocoso en el Tramo II.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

4.9 CONCLUSIONES

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

El sector La Brecha presenta varios factores de inestabilidad que han desencadenado procesos de remoción en masa y a su vez han afectado la vía que comunica a los municipios de Ataco y Planadas. Dentro de estos factores se encuentran los depósitos coluviales de material arcilloso no consolidados provenientes de las laderas que conforman el talud interno de la vía. Estos depósitos están dispuestos cubriendo las rocas sedimentarias de las Formaciones Guaduas, Gualanday Inferior y del Batolito de Ibagué. Por la disposición de dichas unidades y la alta pendiente del relieve en el sector se establecen una alta susceptibilidad a este tipo de procesos. Asimismo, se debe considerar la Falla Santiago Pérez que afecta directamente el sector y por el cual se puede dividir en dos tramos el sector de acuerdo a las formaciones que pone en contacto: arcillolitas de Fm. Guaduas al oeste y areniscas y rocas ígneas de la Fm. Gualanday Inferior y Batolito de Ibagué respectivamente.

El principal detonante, sumado a la alta susceptibilidad, han sido las fuertes lluvias de los últimos meses que saturan el material que conforma la zona y por gravedad genera flujos sobre los planos de estratificación de las unidades geológicas.

Adicionalmente las texturas de los suelos, de las cuales predominan dentro de la zona de estudio las arcillosas, arcillo limosa y arenosa poco consolidados favorecen la rápida meteorización y erosión como es el caso de la Formación Guaduas. La acción de las precipitaciones, drenajes superficiales, aguas de escorrentía y demás agentes de deterioro relacionados especialmente al agua con el tiempo reduce la resistencia de las rocas y otras propiedades mecánicas que incrementan la susceptibilidad a procesos de remoción en masa. En cuanto a la geomorfología se presentan paisajes de laderas erosivas mayoritariamente, cuya morfogénesis brinda evidencias del desarrollo de este tipo de procesos que hoy causan inestabilidad sobre la zona.

Debido a su composición litológica (arcillolitas con niveles de areniscas) y su geomorfología (laderas largas e inclinadas) el sector de la Brecha tiene una alta susceptibilidad a los movimientos en masa.

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	C

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

Como se muestra en la tabla 1, el valor de PGA es de 0,25 y de acuerdo con lo considerado en el código de puentes CCP14 el coeficiente de aceleración horizontal para los análisis de estabilidad puede ser considerado como $K_h = PGA \cdot F_{pga}$, que para estructuras sin ningún tipo de restricción al desplazamiento puede considerarse un factor multiplicador entre 0,5 y 1,0. De conformidad con lo anterior el coeficiente de aceleración pico horizontal corresponde a un valor de 0,26 utilizando un factor de 0,8, y el coeficiente de aceleración vertical corresponde al 10% del coeficiente horizontal. Sin embargo, para las modelaciones de estabilidad solo se considera el coeficiente de aceleración horizontal toda vez que estas aceleraciones no suelen presentarse simultáneamente.

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

5.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman el subsuelo y las afectaciones que se presentan en este sector, fue llevado a cabo un programa de exploración, el cual consistió en la ejecución ocho (8) perforaciones con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, las cuales alcanzaron profundidades entre 10m y 25m, adicionalmente fueron recuperadas muestras para para la ejecución de ensayos de laboratorio.

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

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

Tabla 2. Localización de sondeos

Sondeo No	Profundidad (m)	Tipo de perforación	Localización	Coordenadas	
				ESTE	NORTE
1	15	Mecánica	Borde externo de la vía	4708592,934	1916423,874
2	25	Mecánica	Borde externo de la vía	4707064,584	1912213,880
3	10	Mecánica	Talud externo de la vía	4708771,947	1916593,484
4	10	Mecánica	Talud externo de la vía	4708179,945	1916430,566
5	10	Mecánica	Talud Interno de la vía	4708252,100	1916412,534
6	10	Mecánica	Talud externo de la vía	4708369,040	1916359,839
7	10	Mecánica	Talud externo de la vía	4708440,852	1916322,346
8	10	Mecánica	Talud externo de la vía	4708512,770	1916326,193

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

Tramo I



Imagen 8. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable la Brecha Tramo I - K7+700 a K8+200

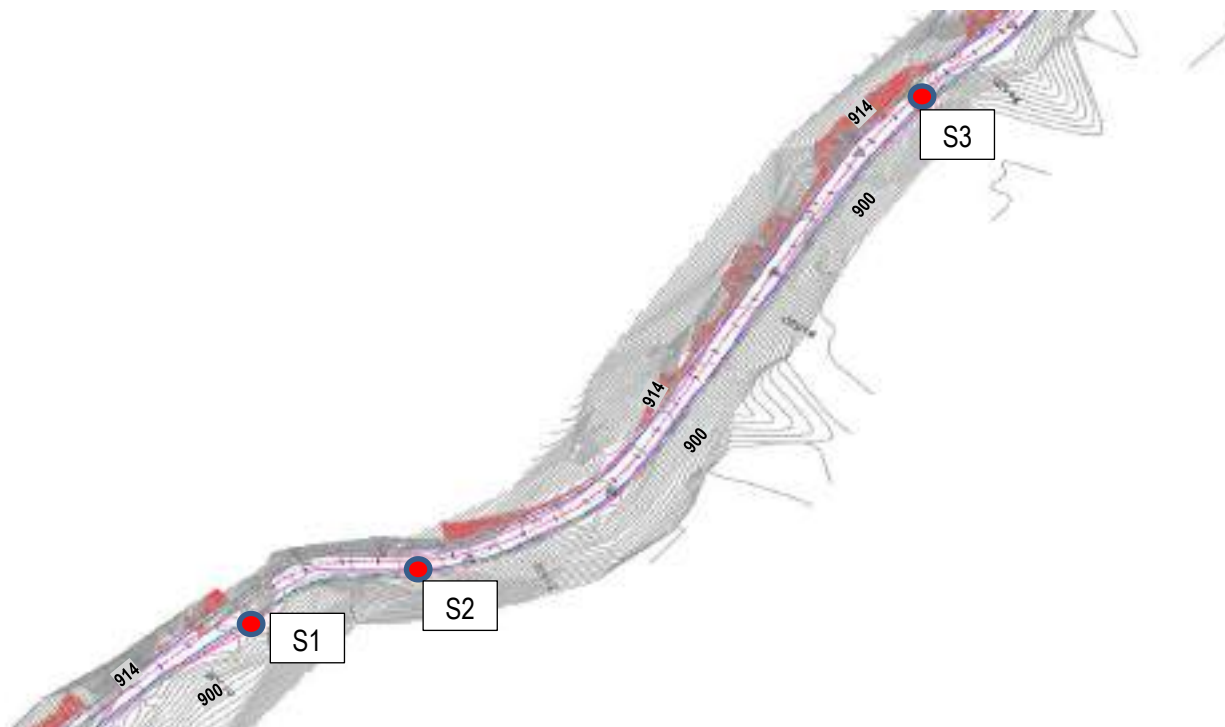


Imagen 9. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector inestable la Brecha Tramo II - K7+700 a K8+200

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración asociadas al sector inestable Denominado la Brecha.



Fotografía 5 y 6. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector la Brecha

Sondeo No 2



Fotografía 7, 8 y 9. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector la Brecha

Sondeo No 3



Fotografías 10 y 11. Exploración de subsuelo sondeo 3 sector la Brecha

Sondeo No 4



Fotografías 12 y 13. Exploración de subsuelo sondeo 4 sector la Brecha

Sondeo No 5



Fotografías 14, 15, 16 y 17. Exploración de subsuelo sondeo 5 sector la Brecha



Fotografías 18, 19, 20 y 21. Exploración de subsuelo sondeo 6 sector la Brecha

Sondeo 7



Fotografías 22, 23, 24 y 25. Exploración de subsuelo sondeo 7 sector la Brecha

Sondeo 8



Fotografías 26, 27, 28 y 29. Exploración de subsuelo sondeo 8 sector la Brecha

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

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

- **Clasificación**

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

- **Condiciones In situ**

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

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

- **Resistencia al corte**

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

Adicionalmente se adelantó el ensayo de penetración estándar (SPT) y se correlacionó con parámetros de resistencia no drenados con el fin de calibrar y verificar los parámetros derivados de los ensayos de laboratorio. En las tablas a continuación se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio ejecutados.

Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 1

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	C. puntual (Mpa)	Compresión Roca (kPa)
1	SS	0,25	SW-SM	8,97	N.P.			7,8	58,6	33,6		
4	BR	6									3,7	
8	BR	14										30920

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 4. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 2

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	C. puntual Roca (Mpa)	Compresión Roca (kPa)
1	SS	0,25										
2	SS	1,75	SC	3,61	31	14	17	22,6	56,2	21,2		
3	SS	3,25										
4	SS	4,75	SM	3,99	N.P.			14,0	66,2	19,8		
6	BR	7,15										
7	BR	9									0,9	
9	BR	13										30961
10	BR	17										
12	BR	23									4,9	
13	BR	24,5										

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 5. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 3

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	C. puntual Roca (Mpa)
1	SS	0,25	SW-SM	2,62	N.P.			8,9	48,1	43,0	
2	SS	1,75									
3	SS	3,25	SW-SM	2,05	N.P.			9,2	52,3	38,5	
4	BR	4,75									
5	BR	7									2,1
6	BR	9									

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 6. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 4

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	δ (T/m3)	C. puntual Roca (Mpa)
1	SS	0,25										
2	SS	1,75	CL	12,80	29	14	15	76,7	23,3	0,0	1,98	
4	SS	2,75	CL	14,46	28	13	15	92,9	7,1	0,0	1,97	6,3
5	SS	3,25										
6	SS	3,75										
7	SS	4,75	CL	12,35	26	13	13	68,6	19,5	11,9	1,98	
8	BR	6										

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 7. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 5

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	δ (T/m3)
2	SS	1,75	SC-SM	5,02	13	6	7	22,3	54,2	23,5	1,99
3	SS	3,25									
4	SS	4,75	SC	3,35	39	19	20	21,5	61,3	17,1	
7	BR	9	CL	17,79	40	19	21	88,1	9,0	2,9	

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 8. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 6

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	δ (T/m3)
1	SS	0,25									
2	SS	1,75	SC	6,58	42	15	27	33,2	51,1	15,7	
6	BR	7,7									
7	SS	9,75	SC	8,33	41	15	26	29,3	36,7	34,0	2,09

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 9. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 7

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas
1	SS	0,25	GM	7,21	N.P.			20,3	35,5	44,2

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas
4	BR	5,05	CL	7,75	37	17	20	99,0	1,0	0,0
5	BR	7								
6	BR	9	CL	9,54	37	17	20	98,4	1,6	0,0

Fuente: Diseños Geotécnicos

Tabla 10. Resumen ensayos de laboratorio sondeo 8

MUESTRA No	TIPO	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	δ (T/m ³)
1	SS	0,25									
2	SS	1,75	SC	6,05	43	24	19	17,2	69,9	12,9	
3	SS	3,25									
4	BR	4,25									
5	SS	7,75	SM	8,82	N.P.			21,0	54,8	24,2	2,08
6	SS	9,75									

Fuente: Diseños Geotécnicos

5.4 NIVEL FREÁTICO

En la tabla a continuación se presenta el nivel freático reportado en cada una de las perforaciones efectuadas en el sector objeto de estudio. Sin embargo, es importante mencionar que adicionalmente a la presencia del nivel freático los taludes se encuentran saturados completamente en superficie.

Tabla 11. Reporte de nivel freático

Sondeo No	Profundidad (m)
1	NO SE DETECTA
2	NO SE DETECTA
3	NO SE DETECTA
4	NO SE DETECTA
5	NO SE DETECTA
6	8,0
7	6,0
8	8,0

No obstante lo anterior, se ha optado por permitir un algo grado de saturación de los materiales superficiales conforme a lo identificados durante los días en que se efectuó la campaña de geología en donde durante largos periodos de lluvia se presenta la saturación de los depósitos y el fujo y fallo de los mismos.

5.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

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

Tramo I (K7+700 – K8+200)

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio entre 5,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas, arenas y bloques en matriz limo arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a densa en los granulares y de consistencia media a muy firme en la matriz. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 6 y 36 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato. Es importante mencionar que si bien en el tramo de estudio se identifican espesores mayores de depósito, se identifica que los materiales de menor resistencia se encuentran solo hasta los primeros 3m.



Fotografía 30 y 31. Materiales característicos del estrato 1, tramo I sector la Brecha

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (10m), se reporta la existencia arcillolitas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación Guaduas (Tkg), fracturadas. Exhiben valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 32 y 33. Materiales característicos del estrato 2, tramo I sector la Brecha

Tramo II (K8+200 y K8+670)

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio entre 4,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas, arenas y bloques en matriz limo arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compactación media a densa en los granulares y de consistencia muy firme a dura en la matriz. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 17 y 50 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 34 y 35. Materiales característicos del estrato 1, tramo II, sector la Brecha

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (20m), se reporta la existencia una arenisca de color gris, pertenecientes a la formación Gualanday inferior (Tmgm), fracturadas. Exhiben valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato

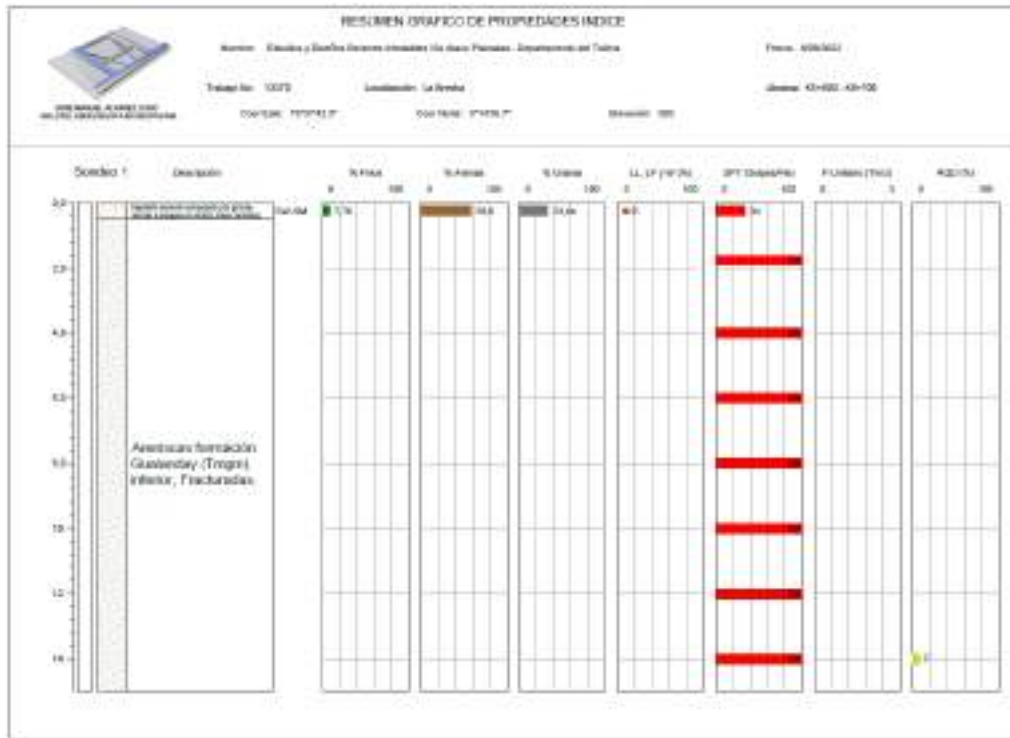


Fotografía 36 y 37. Materiales característicos del estrato 2, tramo II, sector la Brecha

Es importante mencionar que el nivel freático fue detectado en las perforaciones 6 a una profundidad de 8m, en la No 7 a una profundidad de 6m y en la No 8 a una profundidad de 8m, en las perforaciones restantes no fue detectada la presencia del nivel freático.

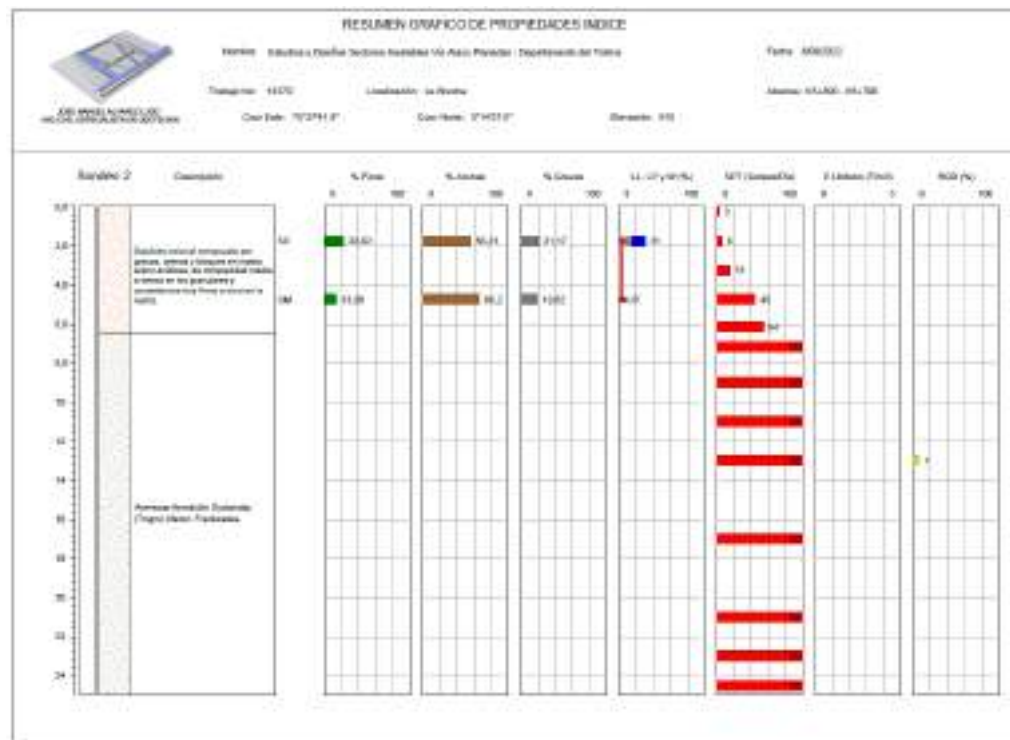
En las figuras a continuación se muestra el resumen gráfico de las propiedades índice de cada uno de los sondeos efectuados en los tramos objeto de estudio.

Imagen 10. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 1



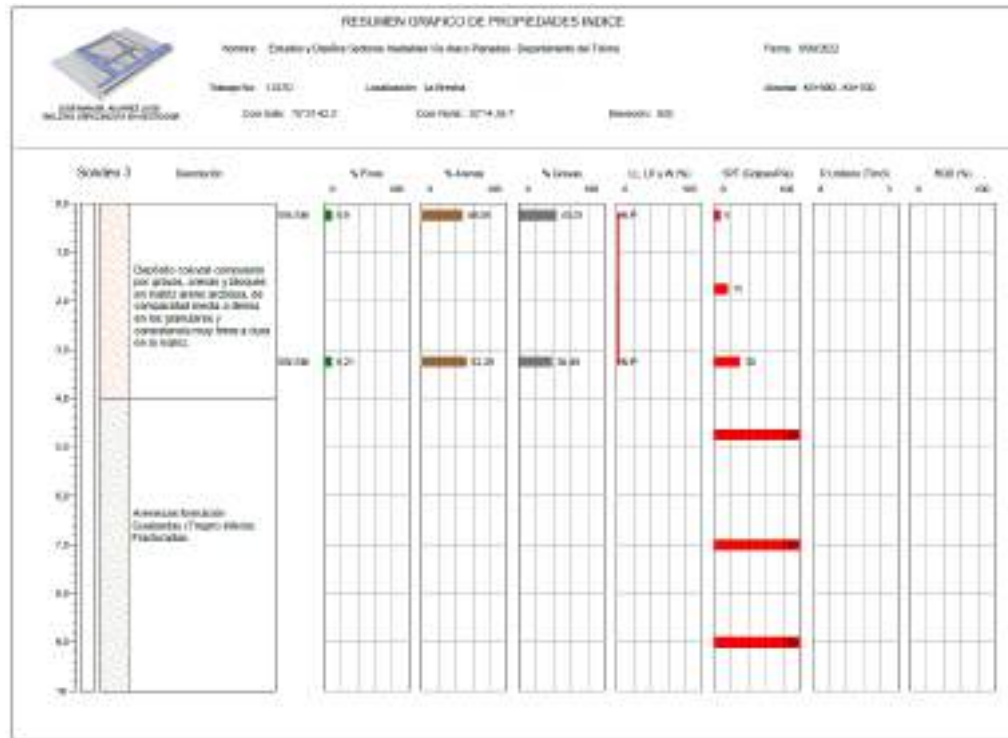
Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 11. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2



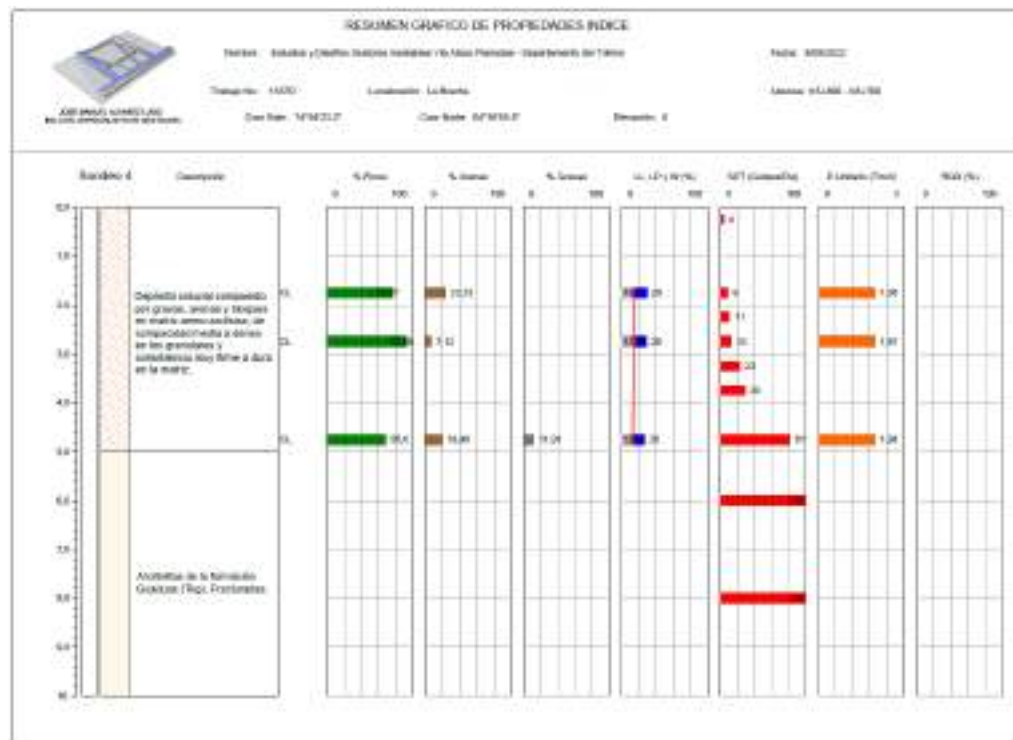
Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 12. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 3



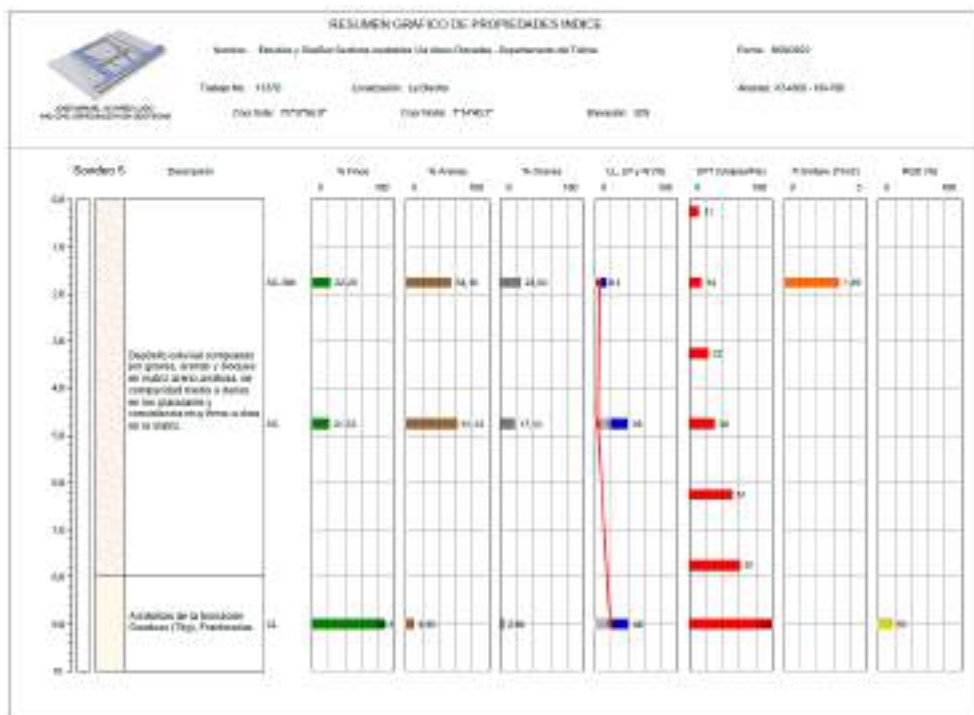
Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 13. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 4



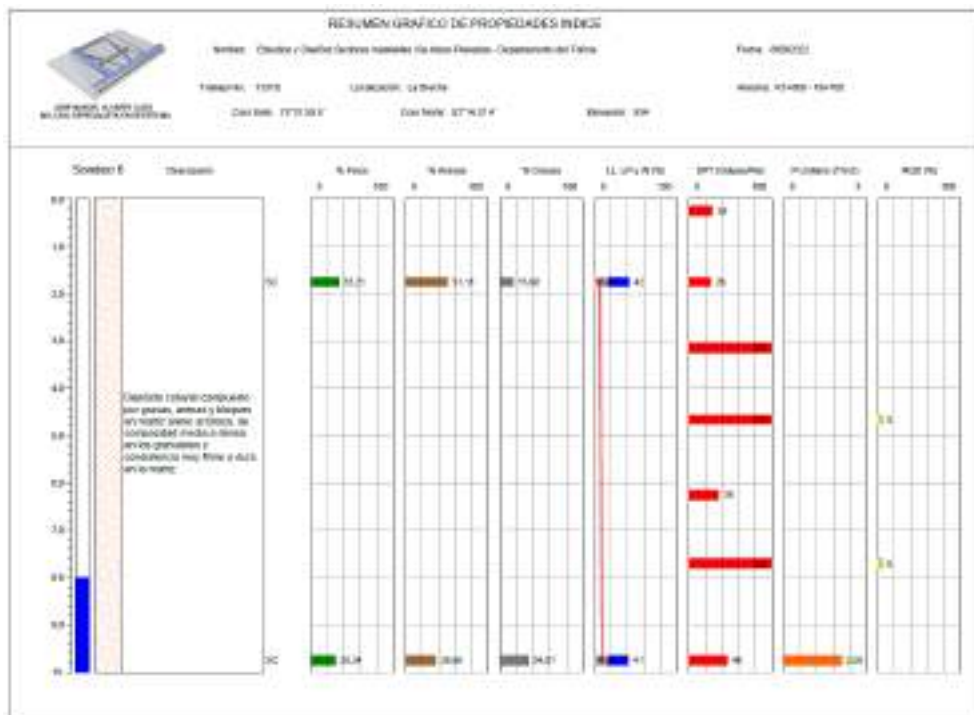
Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 14. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 5



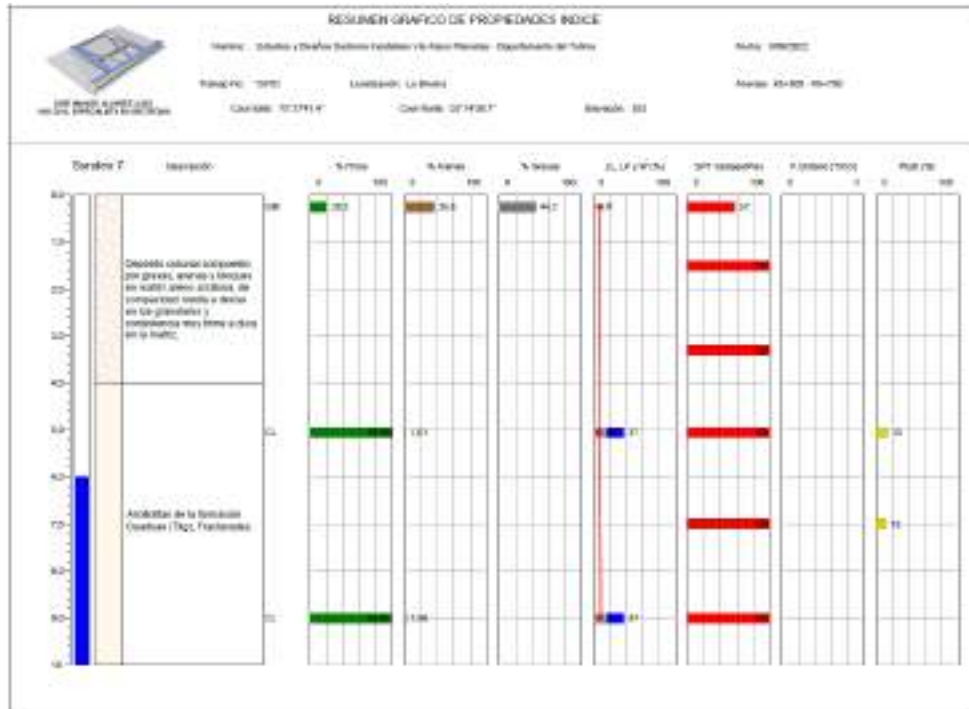
Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 15. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 6



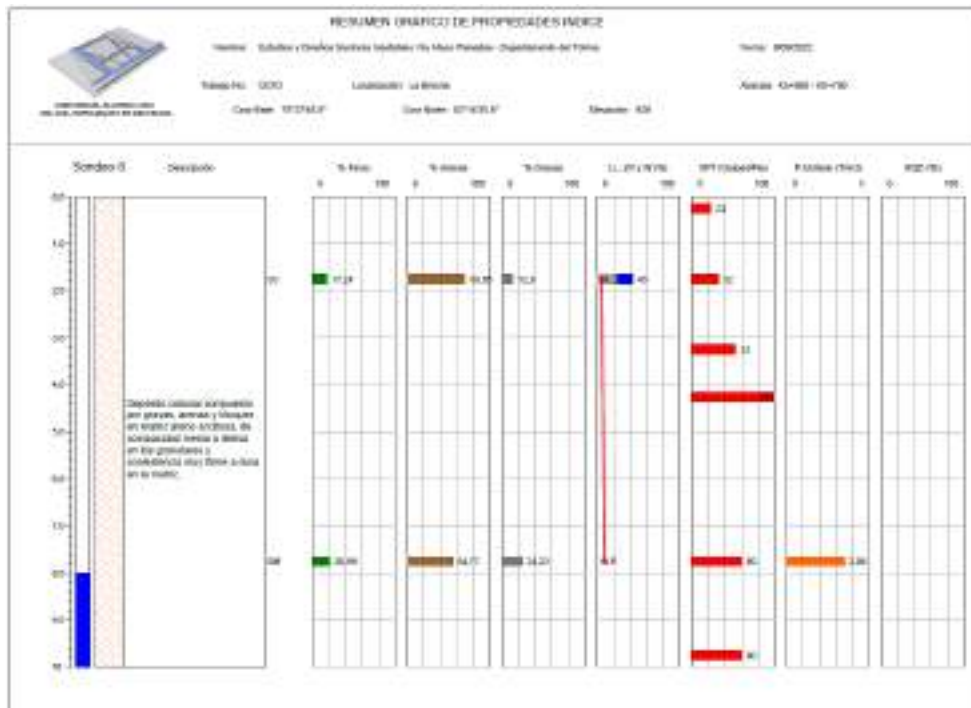
Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 16. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 7



Fuente: Diseños Geotécnicos

Imagen 17. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 8



Fuente: Diseños Geotécnicos

En las imágenes a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico para cada uno de los tramos definidos en el sector denominado la Brecha

Tramo I

Sección de análisis K7+800

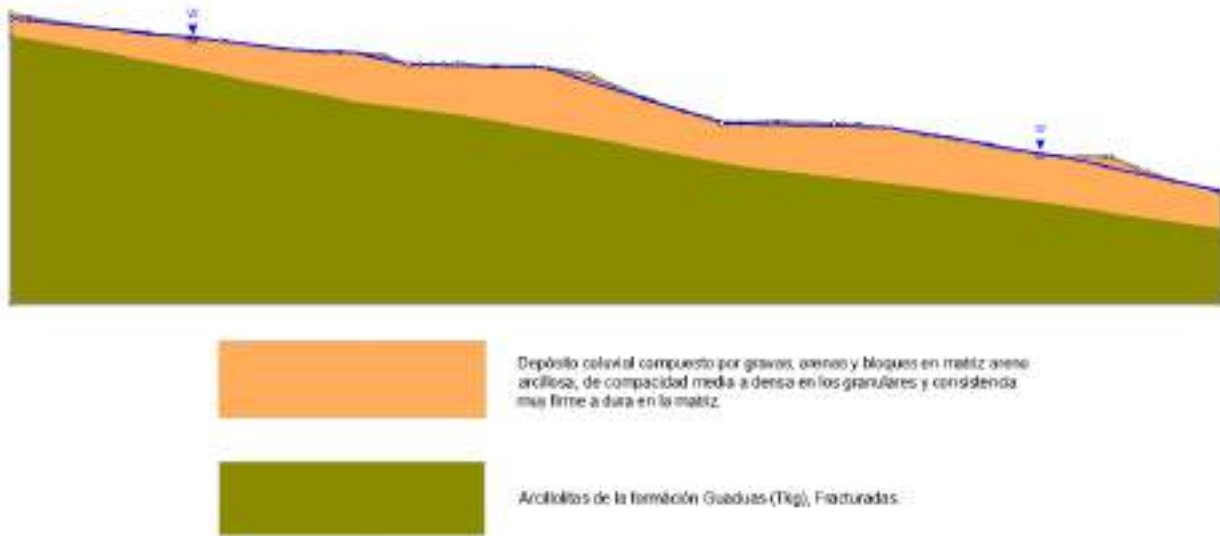


Imagen 18 Modelo geológico – geotécnico tramo 1, Sección de análisis K7+800, la Brecha

Sección de análisis K7+930

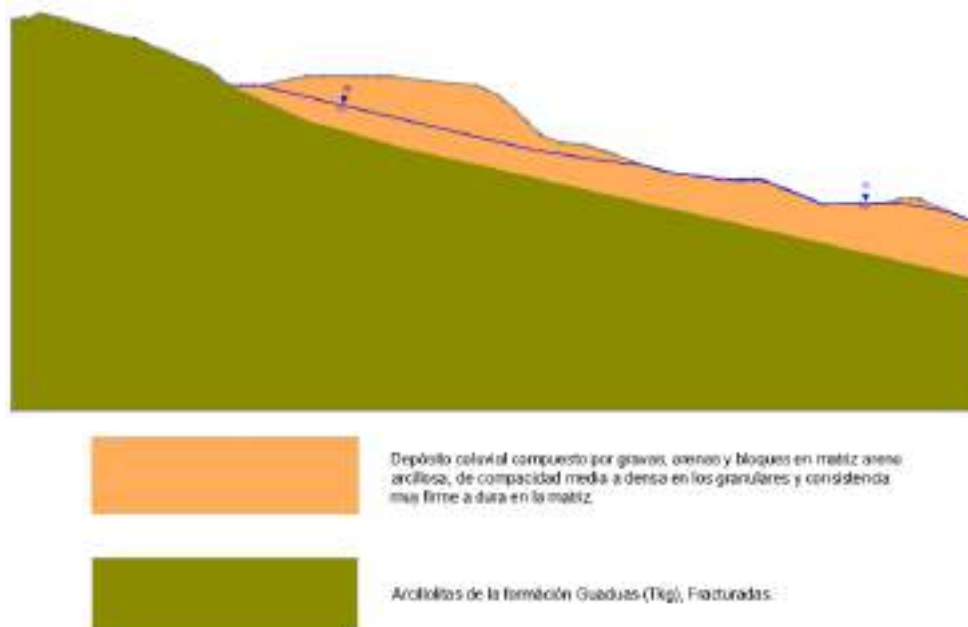


Imagen 19 Modelo geológico – geotécnico tramo 1, Sección de análisis K7+800, la Brecha

Sección de análisis K8+050

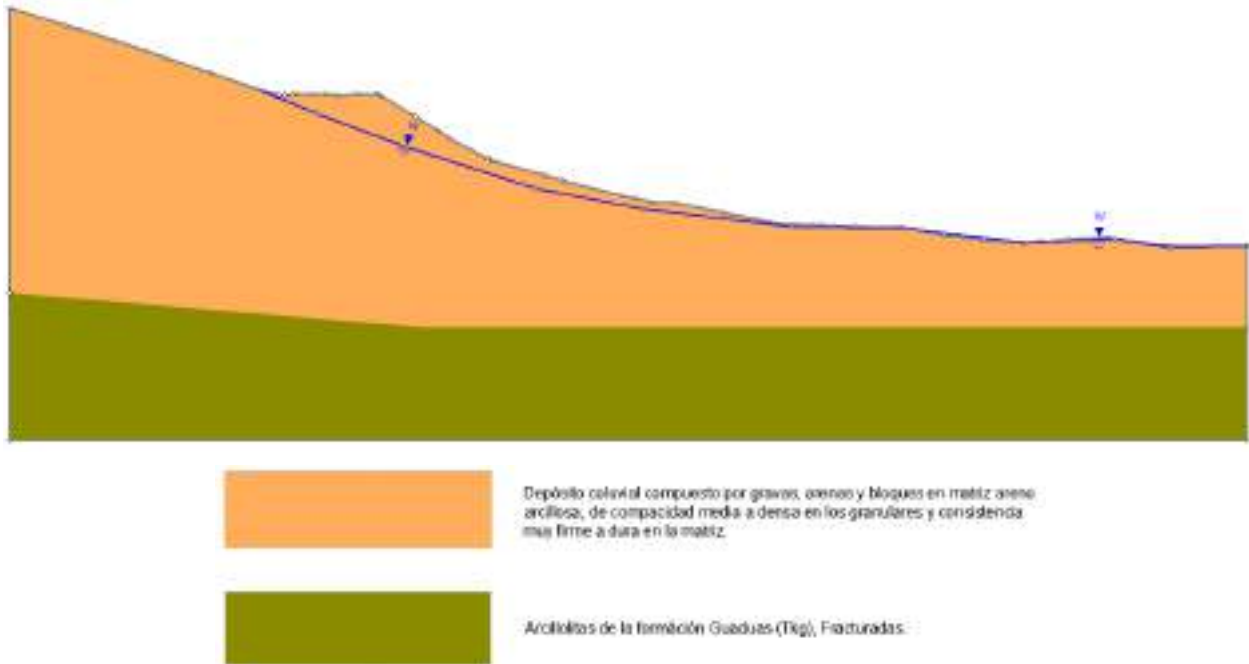


Imagen 20 Modelo geológico – geotécnico tramo 1, Sección de análisis K7+800, la Brecha

Tramo II

Sección de análisis K8+280

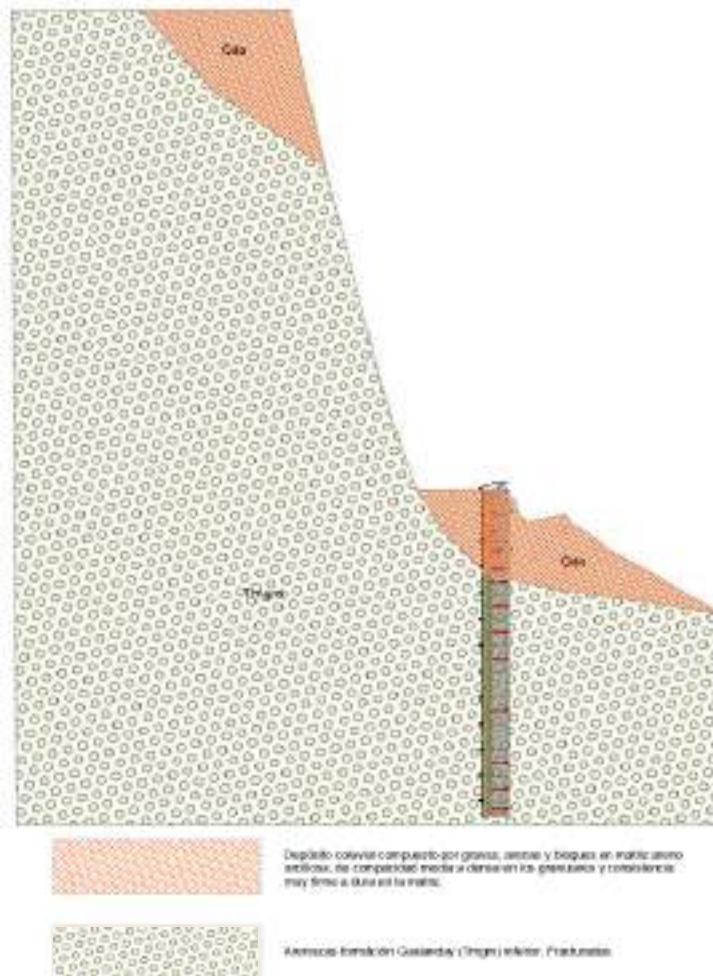


Imagen 21 Modelo geológico – geotécnico tramo II, K8+200 a K8+670, la Brecha

6 DISEÑO GEOTÉCNICO

Con base en las propiedades geomecánicas de los materiales que conforman el perfil estratigráfico del tramo en estudio, y teniendo en cuenta tanto las condiciones de entorno como las características del mismo, fueron llevados a cabo los análisis geotécnicos. Para este efecto se han considerado los análisis de estabilidad global de las estructuras de contención previstas como resultado del diseño geométrico. Además se han considerado los mecanismos de falla en roca para el Tramo II a partir de los análisis cinemáticos que consideran el levantamiento estructural y la disposición de los taludes existentes.

Se resalta la identificación de los sectores del Tramo II en donde se identifican procesos de flujo de detritos, en ese sentido se aclara que estos flujos corresponden a la caída de materiales de depósito colgados en los taludes conformados por la formación Gualanday inferior, teniendo en cuenta estos flujos ocurren en los sectores en donde no se presenta alta vegetación y evitar por completo el flujo de estos materiales requiere una intervención generalizada del talud se implementan muros de concreto a nivel de la vía con el fin que funcionen como estructuras “Bolsillo” sobre las cuales no se rellenarán en su parte posterior, sino por el contrario el lleno será efectuado por el mismo material caído, evitando así que los flujos de detritos obstaculicen la circulación sobre la vía, estos muros se encuentran implantados en los planos de diseño y corresponden a los muros definidos en la cartilla para muros tipo del proyecto (CONSORCIO TOLIMA SUR 2023, 2016).



Fotografía 38. Flujo de detritos Sector La Brecha – Tramo II.



Fotografía 39. Flujo de detritos Sector La Brecha – Tramo II.

6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño fueron determinados a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio y a partir de correlaciones con el N de campo obtenido en cada material.

6.1.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE SUELOS

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

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

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

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

- Muromachi (1974): $\phi = 20 + 3.5 * N^{0.5}$
- Japan Road Bureau (JRB): $\phi = 15 + (9.375 * N)^{0.5}$
- De Mello (1971) y Peck (1974):

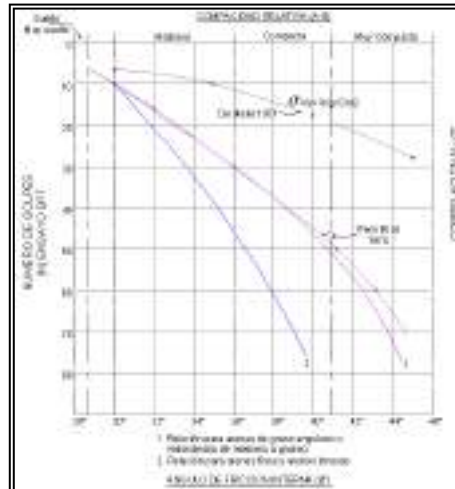


Imagen 22 Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Mello y Peck

- * Meyerhof (1956):

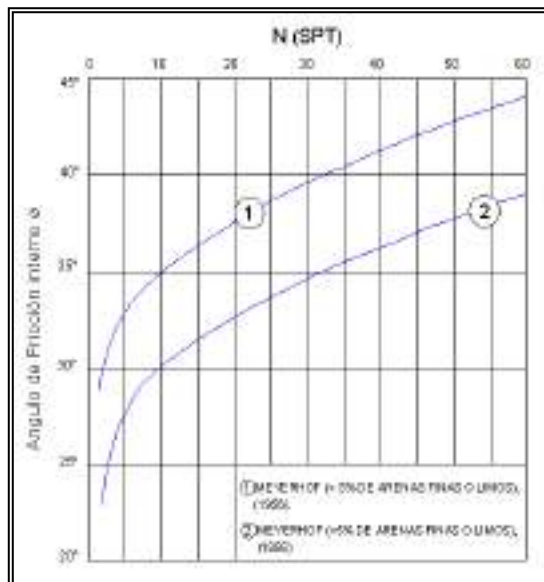


Imagen 23 Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), Meyerhof

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

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

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

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

- NAVFAC (1971)

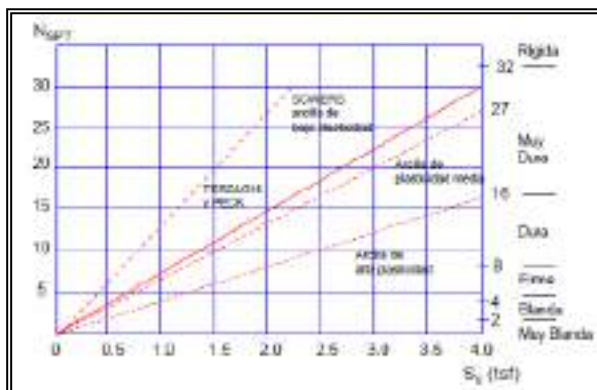


Imagen 24 . Correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar (SPT), NAVFAC

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

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

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

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

Tabla 13. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)
(Fuente: Manual de Cimentaciones del Invia)

TIPO DE SUELO	RANGO DE VALORES TÍPICOS MÓDULO DE YOUNG E_s (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON μ (ADIMENSIONAL)	ESTIMACIÓN DE E_s A PARTIR DE N	
			TIPO DE SUELO	E_s (MPa)
Arcilla: Blanda	2.4-15	0,2 – 0,5	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas.	0,4N
sensible	15-50	0,4-0,5 (no drenada)	Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas.	0,7N
Medianamente rígida a rígida	50-100	0,20 – 0,5	Arena gruesa y arena con poca grava.	1,0N
Muy rígida	> 60	0,20 – 0,5	Grava arenosa y gravas.	1,1N
Loes Limo	15-60 2-20	0,1-0,3 0,3-0,35	Grava arenosa y gravas	1,1N

6.1.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS

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

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

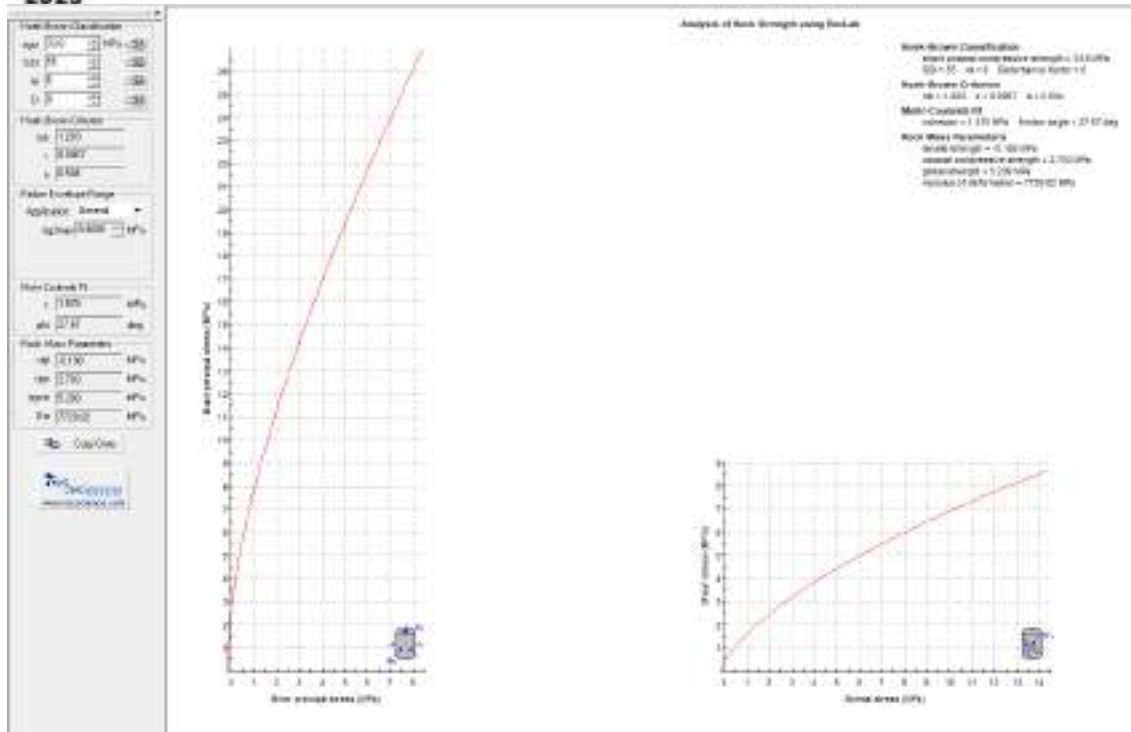


Imagen 25. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science. Tramo I

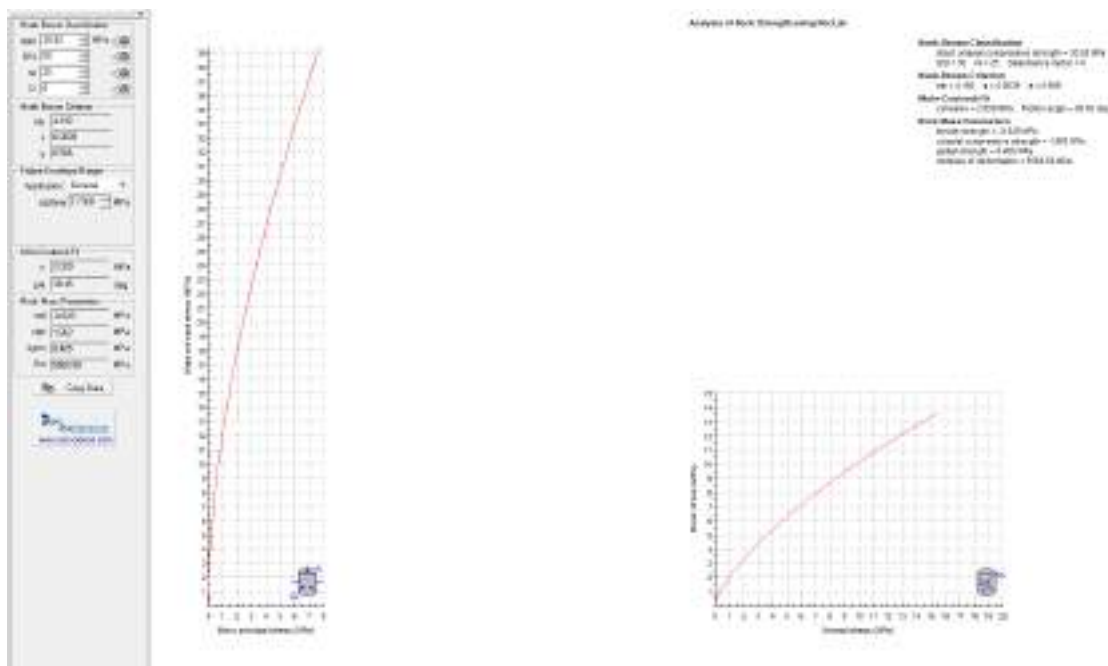


Imagen 26. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science. Tramo II

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

La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta sigci
El parámetro de la roca intacta m_i
El índice de resistencia geológica GSI
El factor de perturbación D

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

Para el caso en estudio, encontramos que el macizo está compuesto de areniscas y arcillolitas altamente fracturadas, por tal razón se optó por un GSI= 50, de una resistencia regular.



Imagen 27. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.

6.1.3 PARÁMETROS DE DISEÑO SELECCIONADOS

A partir del N del Ensayo de Penetración fue posible establecer el ángulo de fricción de los materiales que conforman el depósito, para efectos de esta evaluación se consideró los valores de N promedio de los materiales con menor resistencia que permite establecer un ángulo de fricción de 24° según la formulación del Japan Road Bureau.

Teniendo en cuenta lo anterior, para establecer los parámetros de diseño seleccionados en el material de depósito que se ha movilizad se ha efectuado retro cálculo, en donde se ejecutó de manera repetitiva el análisis de estabilidad variando el Angulo de fricción y la cohesión hasta encontrar un mecanismo de falla que se ajuste con el identificado en campo y que tenga un factor de seguridad cercano a 1,0 para la superficie de falla identificada en campo.

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

Tabla 14. Parámetros de diseño seleccionados sector inestable la Brecha – Tramo I

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas, arenas y bloques en matriz limo arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad media a densa en los granulares y de consistencia muy firme a dura en la matriz.	0,00 – 5,0	1,0	24	1,98	2900
Depósito coluvial (Qda) movilizado (calculado a partir de retro cálculo).	0,00 – 5,0	0,5	15	1,98	2900
Arcillolitas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación Guaduas (Tkg), fracturadas.	5,0 - 10,0	2,0	28	2,0	6000

Tabla 15. Parámetros de diseño seleccionados sector inestable la Brecha – Tramo II

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas, arenas y bloques en matriz limo arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad media a densa en los granulares y de consistencia muy firme a dura en la matriz (calculado a partir de retro cálculo).	0,00 – 5,0	1,0	18	1,98	2900
Arenisca de color gris, pertenecientes a la formación Gualanday inferior (Tmgm), fracturadas	5,0 - 10,0	15,0	38	2,0	6000

6.2 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL

Con base en las observaciones de campo y en la etapa de exploración del subsuelo, fue definido el modelo estratigráfico para este sector, con el cual se llevaron a cabo los análisis de estabilidad general de la ladera, tendientes a la determinación del factor de seguridad actual.

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

La carga aplicada en los modelos corresponde a la establecida en la normatividad vigente (H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA-NSR-10), y que es transmitida por el tránsito vehicular, la cual equivale a 1,50 t/m².

Así Las cosas, en las imágenes a continuación se muestra la geometría de análisis para el modelo analizado en condición inicial estático y Pseudoestático.

Con base en el numeral 5.5. Perfil Estratigráfico Promedio Modelo Geológico - Geotécnico, se ha conformado diferentes modelos de análisis para estabilidad de taludes el cual está conformado por un material movilizado compuesto por un depósito coluvial con presencia de gravas y bloques de compactación suelta y se encuentran parcialmente saturados los cuales ya han fallado debido a la pérdida y degradación de las propiedades de los materiales superficiales para el Tramo I y Tramo II.

6.2.1 MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO I

El modelo estabilidad se evaluó con superficies de falla circulares obtenidas que se encuentran iniciando a nivel de la vía existente y salen en la pata del talud externo. Los materiales de depósito se están moviendo sobre las arcillolitas de de color café con vetas grises, pertenecientes a la formación Guaduas (Tkg) las cuales se encuentran estables.

Sección de análisis K7+800

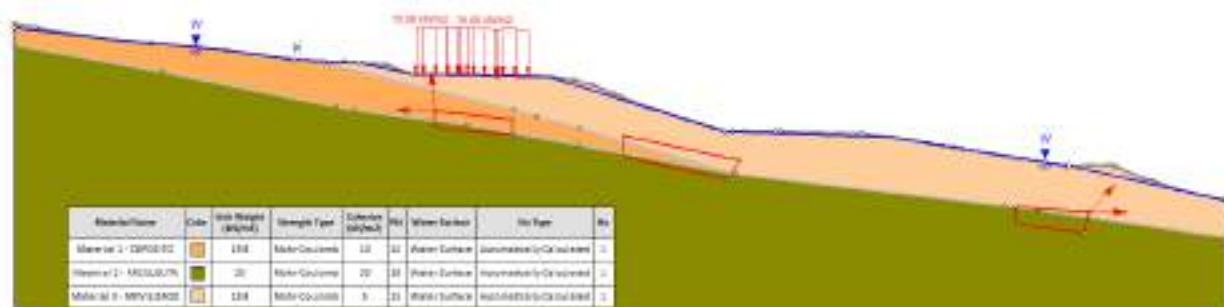


Imagen 28. Geometría de análisis K7+800

Condición inicial – Estático

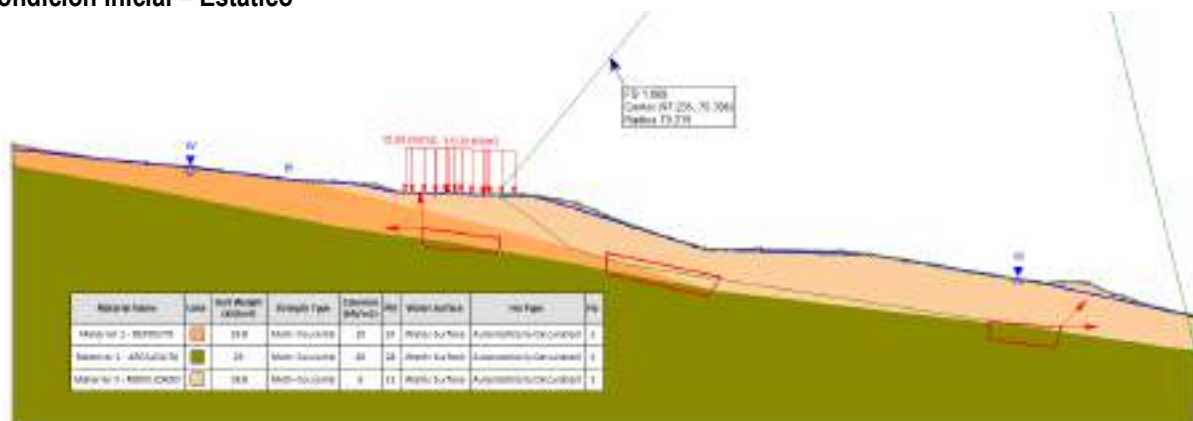


Imagen 29. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS=1,07)

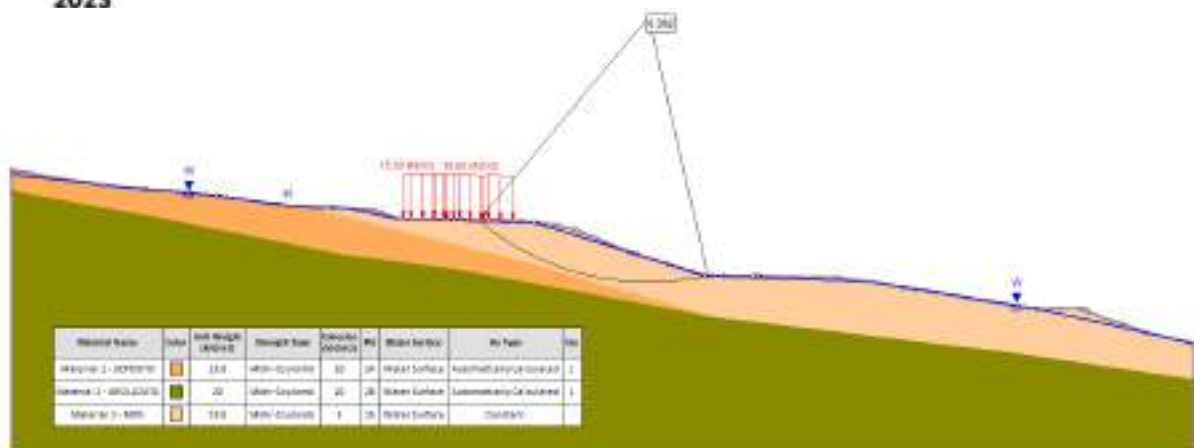


Imagen 30. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS< 1,0)

Condición inicial – Pseudoestático

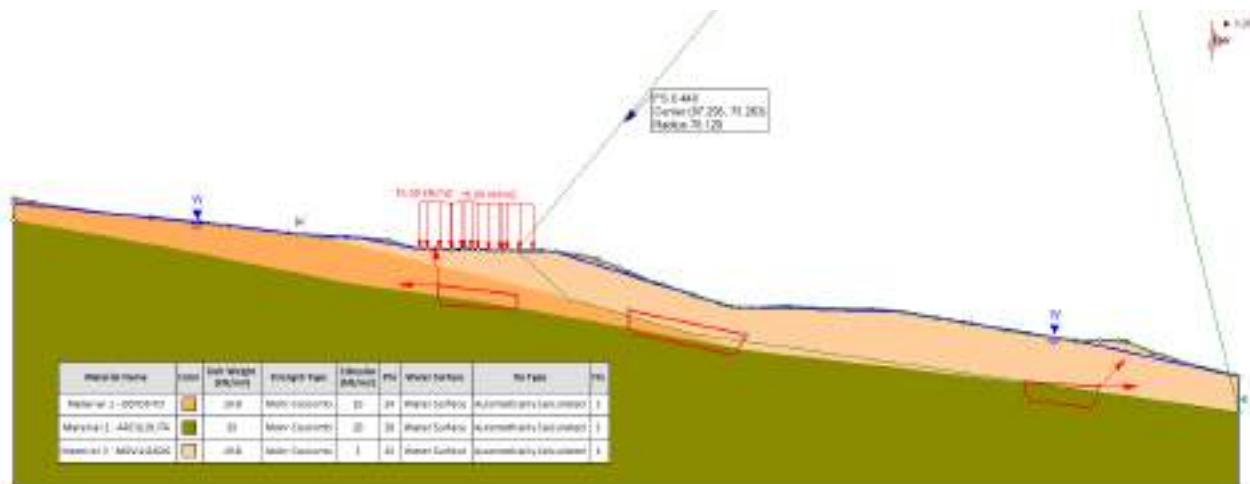


Imagen 31. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS < 1,0)

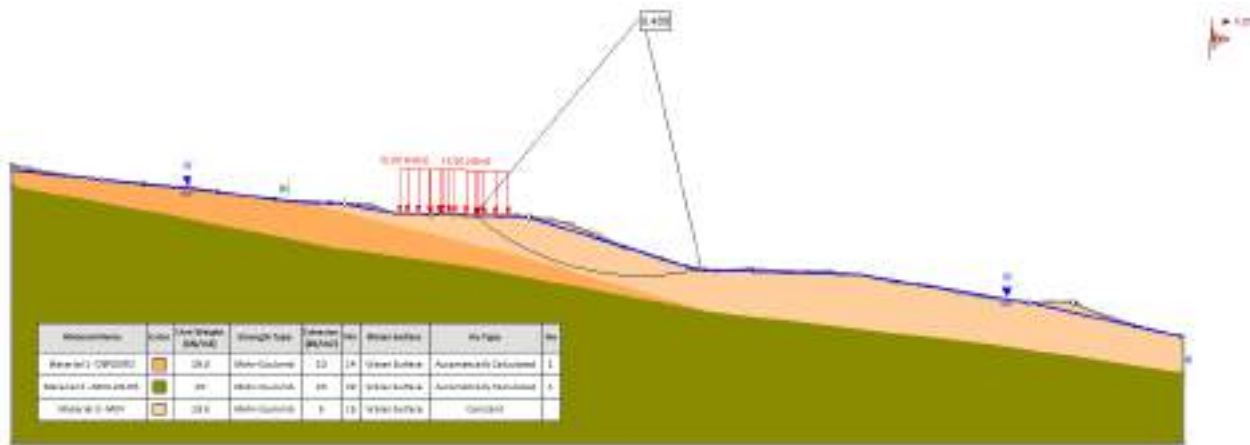


Imagen 32. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS < 1,0)

En las tablas a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

Tabla 16. Factores de seguridad sector inestable K7+800. Búsqueda de superficie de falla con bloque

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1.07	<1,0

Tabla 17. Factores de seguridad sector inestable K7+800. Búsqueda de superficie de falla circular

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

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 29 y la Imagen 30, muestran los mecanismos de falla mencionados, en donde la superficie de falla esta demarcada entre el depósito coluvial en la que se obtienen factores de seguridad iguales la unidad, lo que es completamente congruente con lo observado en campo, a pesar de que la banca de la vía no se ha perdido se evidencia una continua deformación de los materiales de manera más lenta, una vez evaluada la inestabilidad en condición pseudoestática se observa que el factor de seguridad se ve reducido asociado al coeficiente de aceleración horizontal. Es importante mencionar y resaltar que el mecanismo de falla se ve actuando sobre la vía, ocasionando el movimiento en hombro de la misma y el talud externo.

Sección de análisis K7+930

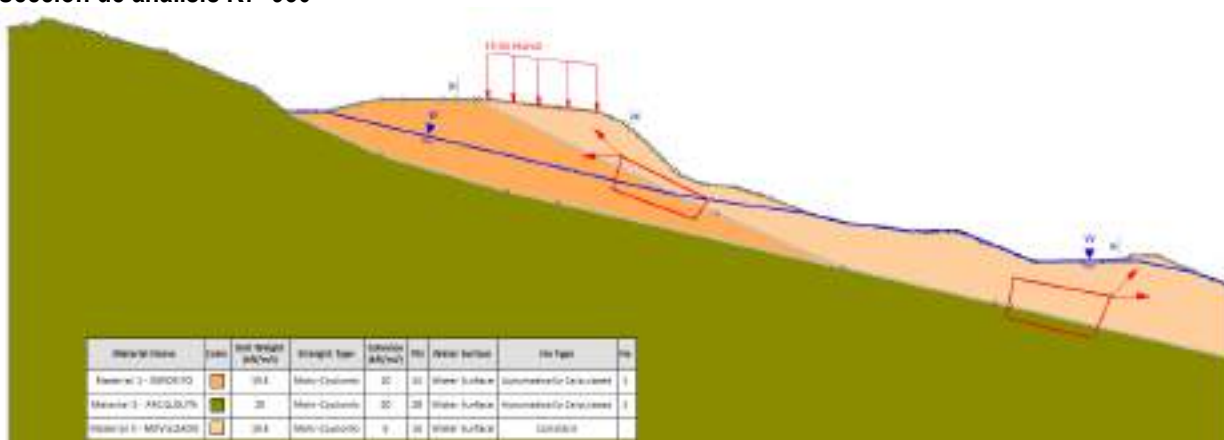


Imagen 33. Geometría de análisis K7+930



TOLIMA SUR
2023

Condición inicial – Estático

DISEÑO SITIOS CRÍTICOS
K7+700 – K8+670-LA BRECHA

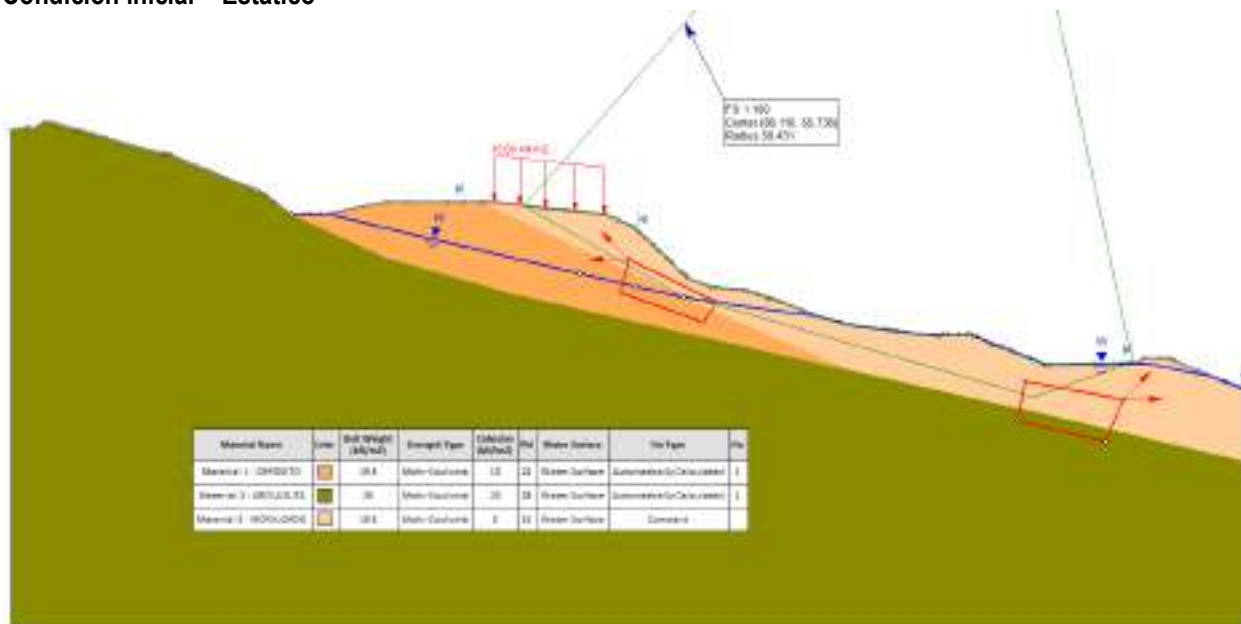


Imagen 34. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,10)

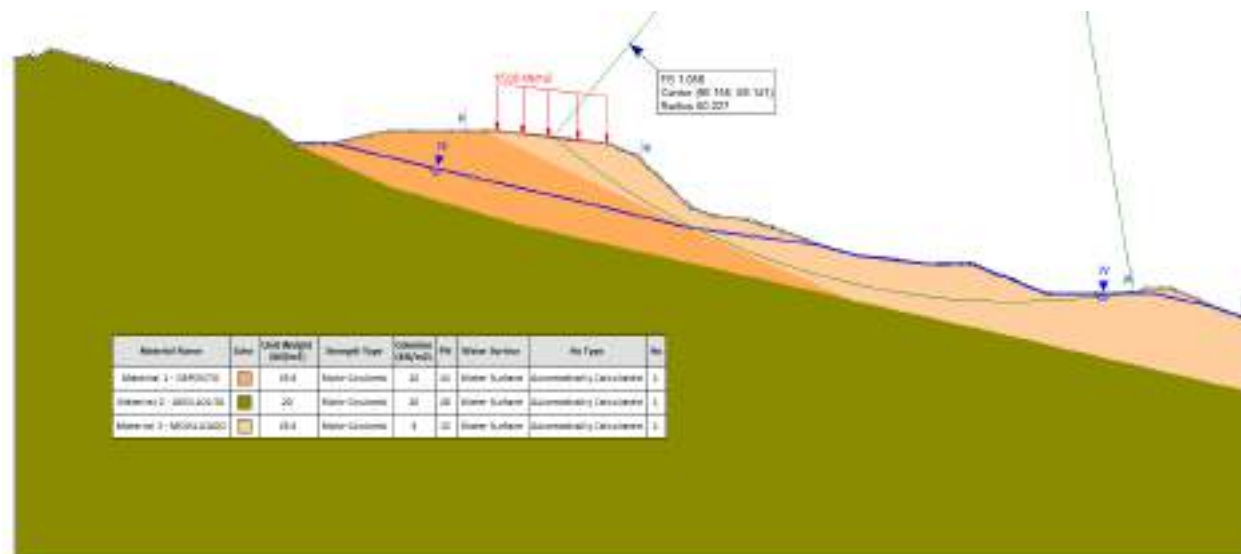


Imagen 35. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,06)

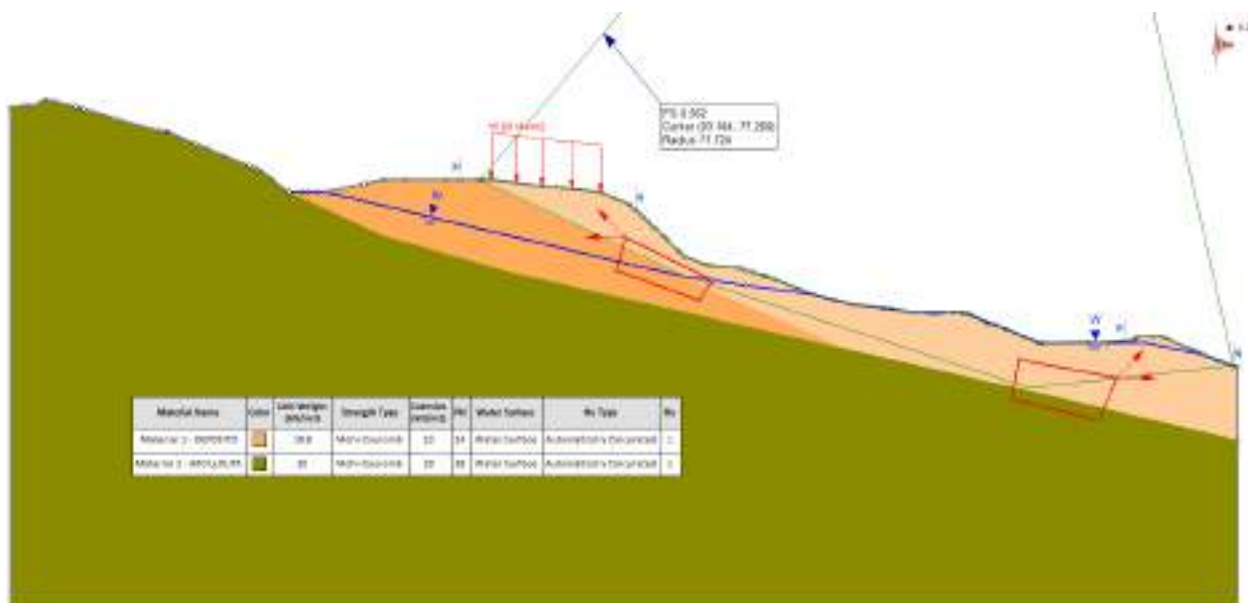


Imagen 36. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS < 1,0)

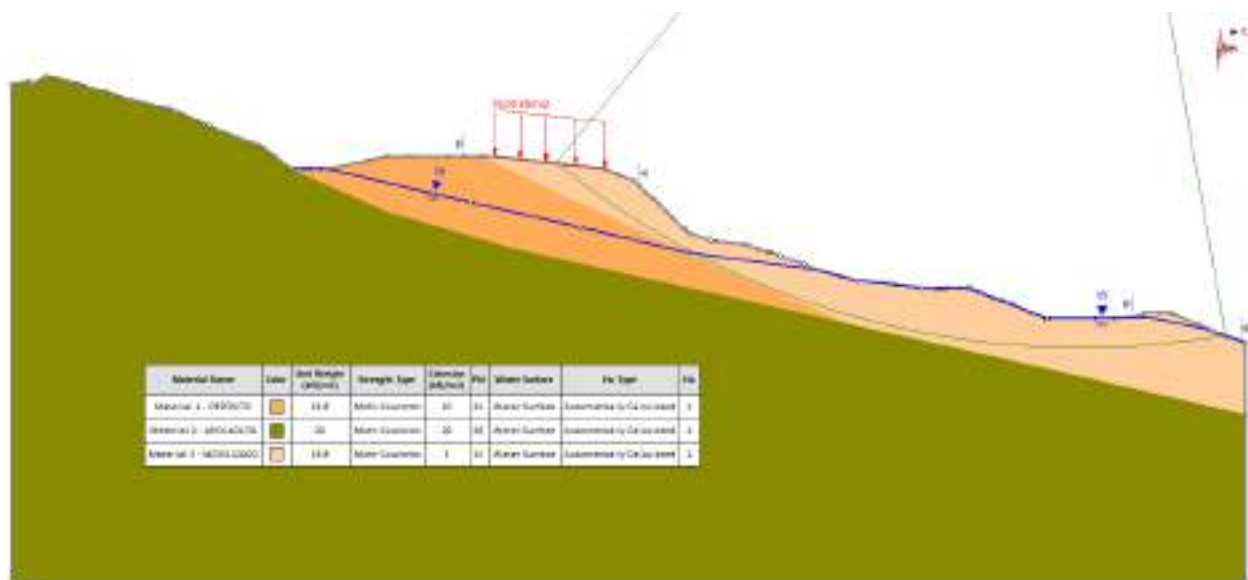


Imagen 37. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS < 1,0)

En las tablas a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

Tabla 18. Factores de seguridad sector inestable K7+930. Búsqueda de superficie de falla con bloque

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1.07	<1,0

Tabla 19. Factores de seguridad sector inestable K7+930. Búsqueda de superficie de falla circular

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1,06	<1,0

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 34 y la Imagen 35 se muestran los mecanismos de falla mencionados, en donde la superficie de falla esta demarcada entre el depósito coluvial en la que se obtienen factores de seguridad iguales la unidad, lo que es completamente congruente con lo observado en campo, en donde hay una deformación del hombro de la vía y un escarpe localizado en el talud externo. De forma congruente, una vez evaluada la inestabilidad en condición pseudoestática se observa que el factor de seguridad se ve reducido debido al coeficiente de aceleración horizontal. Se evaluó la superficie de falla mediante bloques y mediante una superficie de falla circular obteniendo resultados significativamente similares, por tanto se evaluarán las obras únicamente para el mecanismo de falla circular.

Sección de análisis K8+050

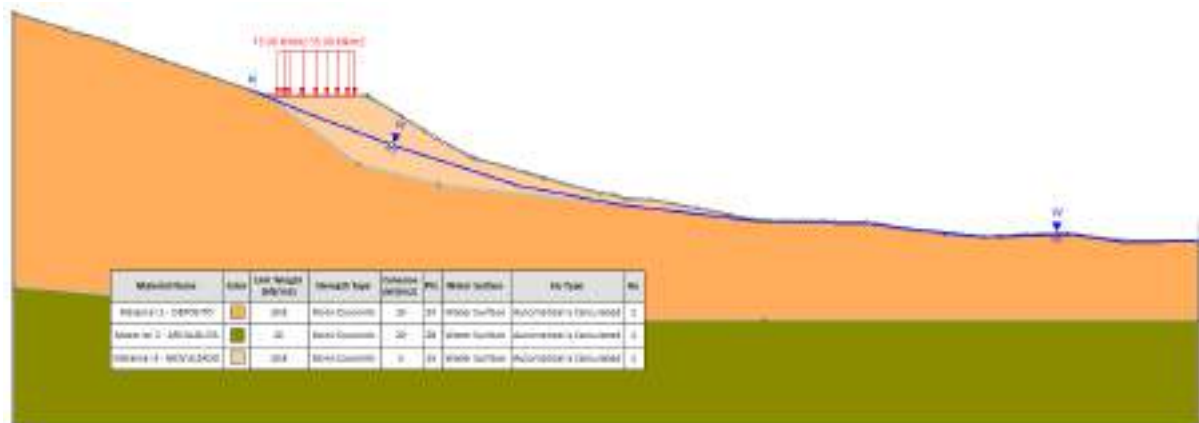


Imagen 38. Geometría de análisis K8+050

Condición inicial – Estático

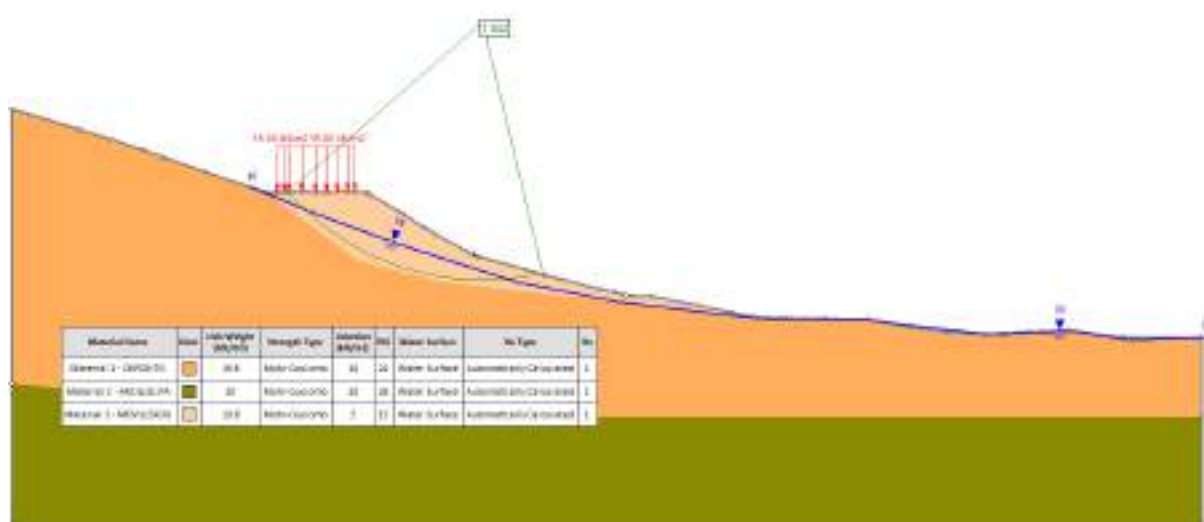


Imagen 39. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS=1,04)

Condición inicial – Pseudoestático

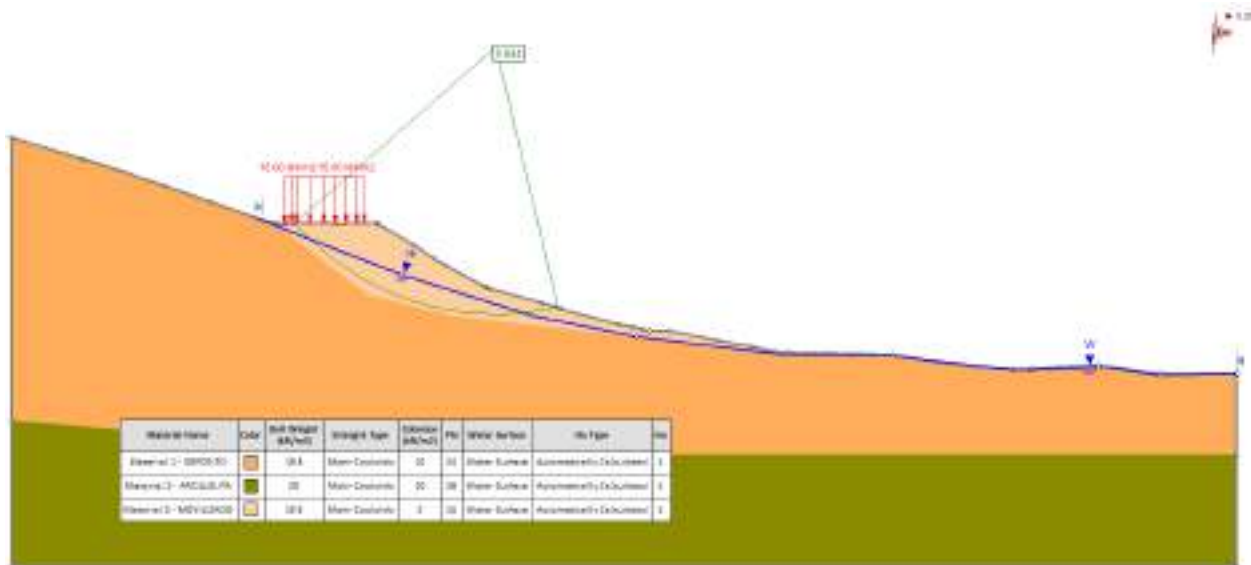


Imagen 40. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS < 1,0)

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

Tabla 20. Factores de seguridad sector inestable K8+050

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1.04	<1,0

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 39 se muestran los mecanismos de falla mencionados, en donde la superficie de falla esta demarcada entre el depósito coluvial en la que se obtienen factores de seguridad iguales la unidad, lo que es completamente congruente con lo observado en campo, en donde hay una deformación del hombro de la vía y un escarpe localizado en el talud externo. De forma congruente, una vez evaluada la inestabilidad en condición pseudoestática se observa que el factor de seguridad se ve reducido debido al coeficiente de aceleración horizontal.

6.2.2 MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO II

El modelo estabilidad se evaluó con superficies de falla circulares obtenidas que se encuentran iniciando a nivel de la vía existente y salen en la pata del talud externo y en la parte alta del talud interno de la vía existente. Para este tramo, no se identificaron niveles de agua durante las perforaciones y las humedades de las muestras son relativamente bajas, cercanas al límite plástico, por tal razón no se consideró una condición de aguas freáticas.

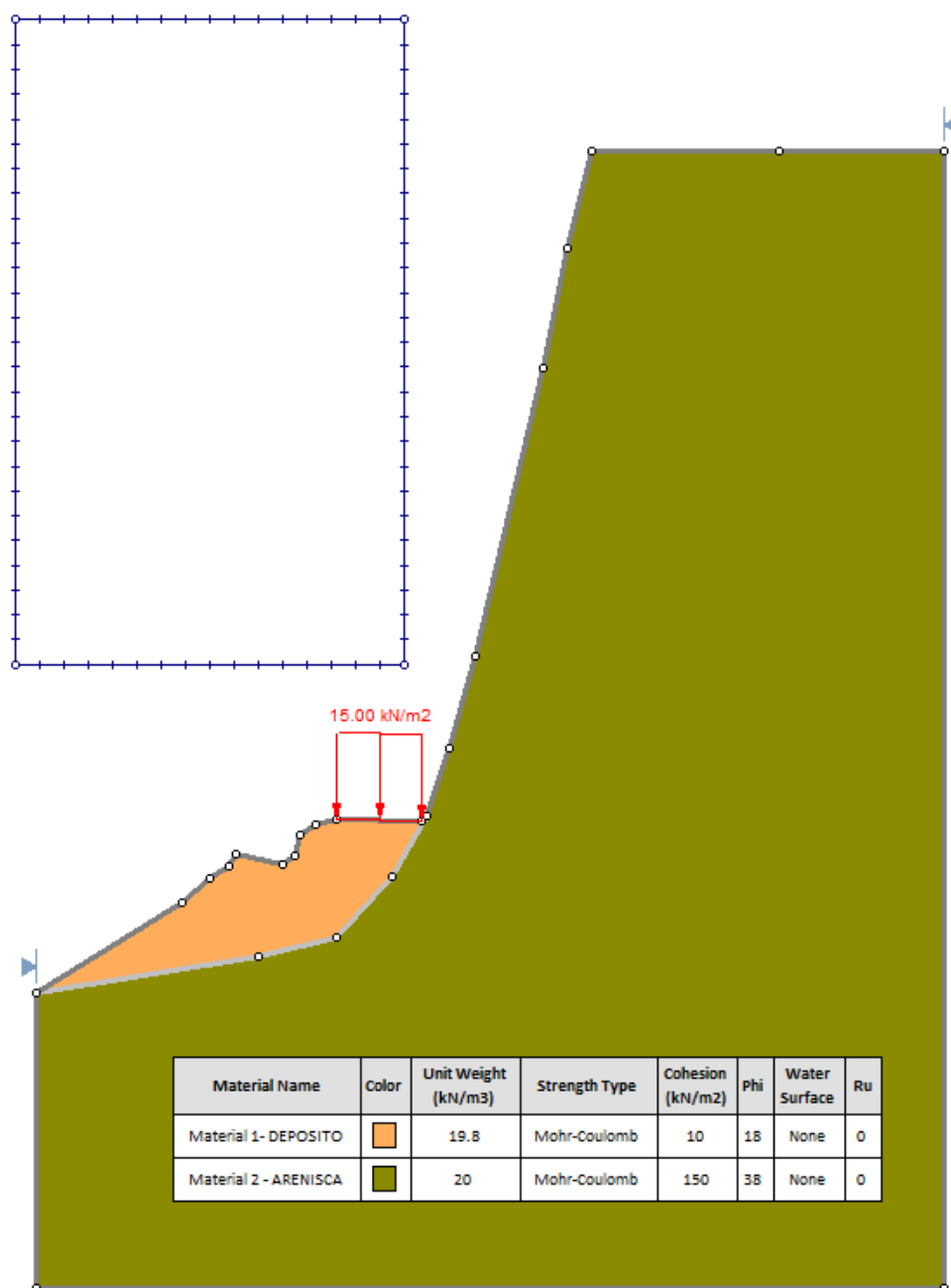


Imagen 41. Geometría de análisis Tramo II

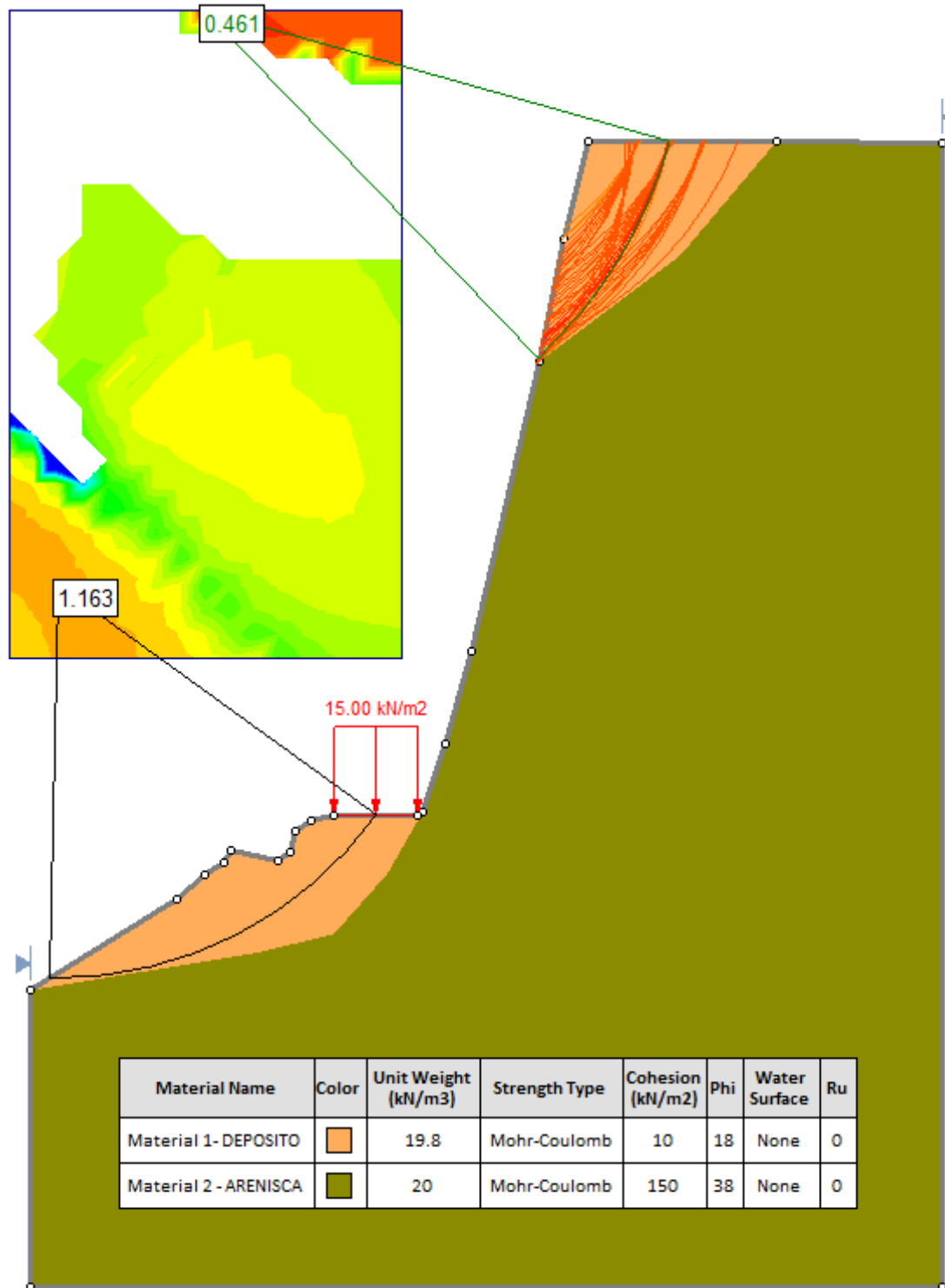


Imagen 42. Factor de seguridad C. inicial – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS=1,16)

Condición inicial – Pseudoestático

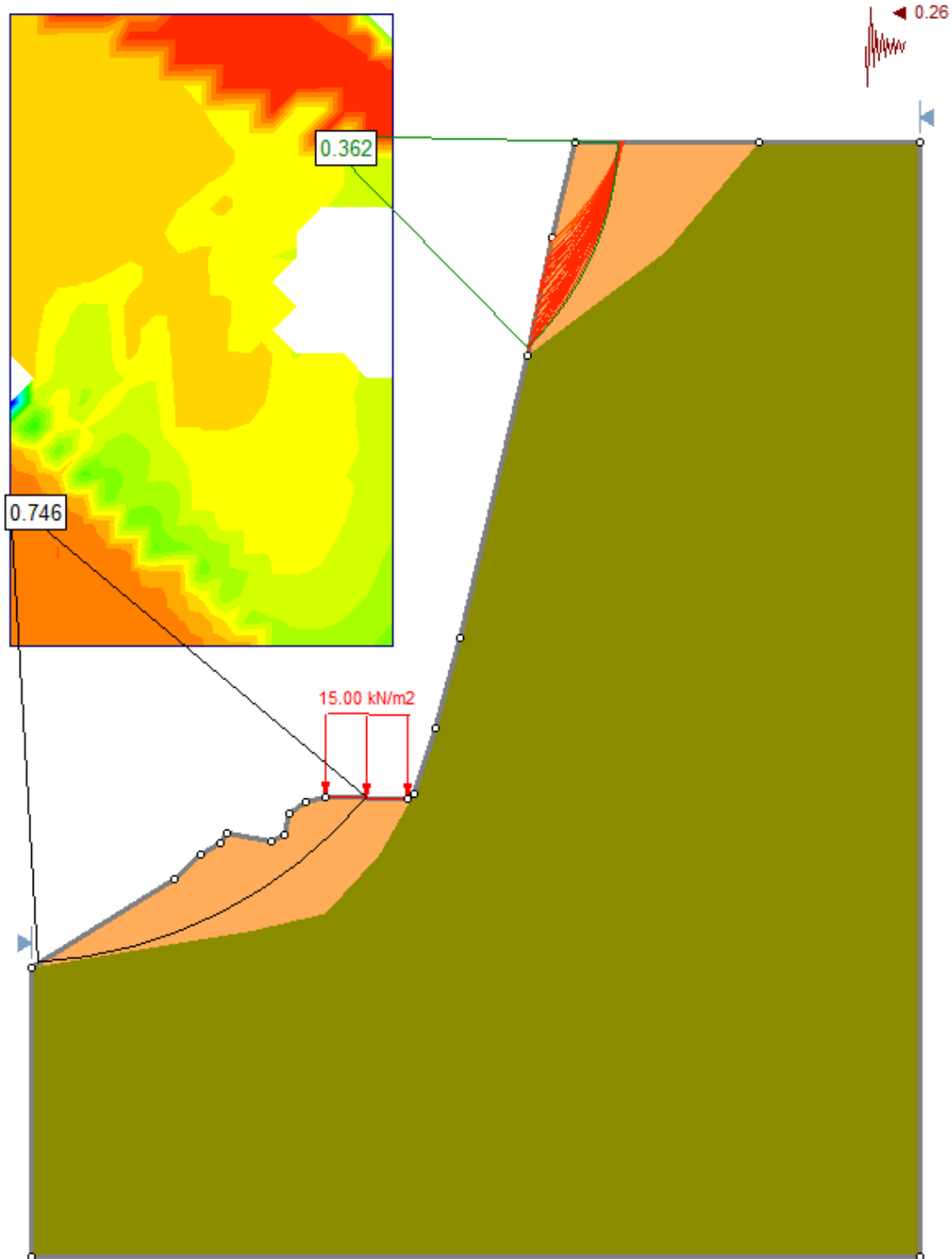


Imagen 43. Factor de seguridad C. inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS < 1,0)

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

Tabla 21. Factores de seguridad sector inestable Tramo II – Banca de la Vía

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1.16	<1,0

Tabla 22. Factores de seguridad sector inestable Tramo II – Depósitos de la parte alta

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

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 42, muestran los mecanismos de falla mencionados, en donde la superficie de falla con FS más bajo se encuentra a nivel de la banca. Teniendo en cuenta que si bien las condiciones de la banca no son las mas favorables, esta no se ha perdido por completo en la mayoría de los tramos, por tanto, se considera apropiada la identificación de FS mayor que la unidad. Al respecto de los FS obtenidos en los depósitos colgados estos se encuentran por debajo de la unidad, toda vez que corresponden a los continuos flujos que se presentan sobre la banca de la vía.

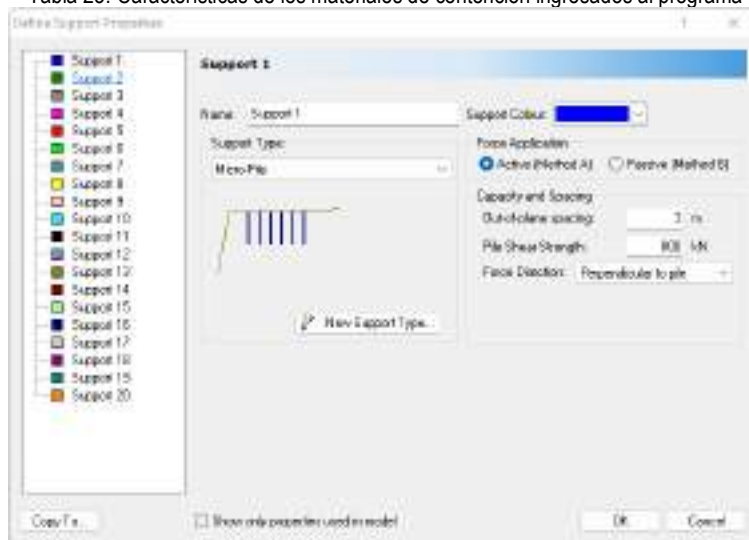
6.3 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS

Con el fin de garantizar la estabilidad de la zona afectada y el paso seguro de los vehículos y comunidad por el sector de la brecha, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención en el talud externo.

En las imágenes a continuación se muestran los análisis de estabilidad global con la implementación de las obras propuestas con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la normatividad vigente.

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

Tabla 23. Características de los materiales de contención ingresados al programa



De acuerdo con las obras prestablecidas en el numeral 3.1 alternativa solución, a continuación, se presenta el modelo de análisis el cual está compuesto por la misma geometría del modelo geotécnico con una reconfiguración de la vía y un muro de protección lateral y confinamiento del material de relleno. Este muro cuenta con una altura de 3,5m y se encuentra apoyado sobre caisson de 1,2m de diámetro y 5m de longitud con superaciones de 3m

6.3.1 MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO I

El modelo estabilidad se evaluó con superficies de falla circulares obtenidas que se encuentran iniciando a nivel de la vía existente y salen en la pata del talud externo. Los materiales de depósito se están moviendo sobre las arcillolitas de color café con vetas grises, pertenecientes a la formación Guaduas (Tkg) las cuales se encuentran estables. Se incluye el muro de contención previsto para la estabilización de la banca en cada uno de los sectores mencionados.

Sección de análisis K7+800

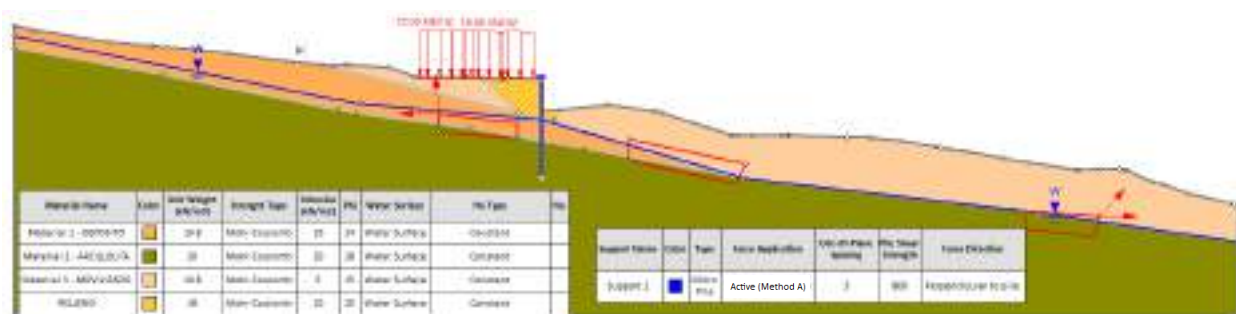


Imagen 44. Geometría de análisis K7+800

Condición con Obras – Estático y Pseudoestático

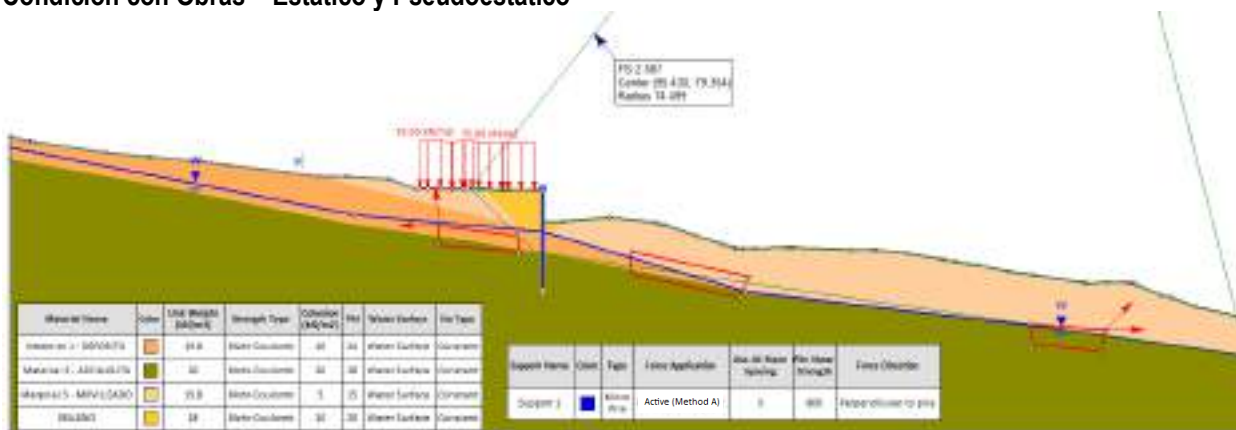


Imagen 45. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS=2,6)

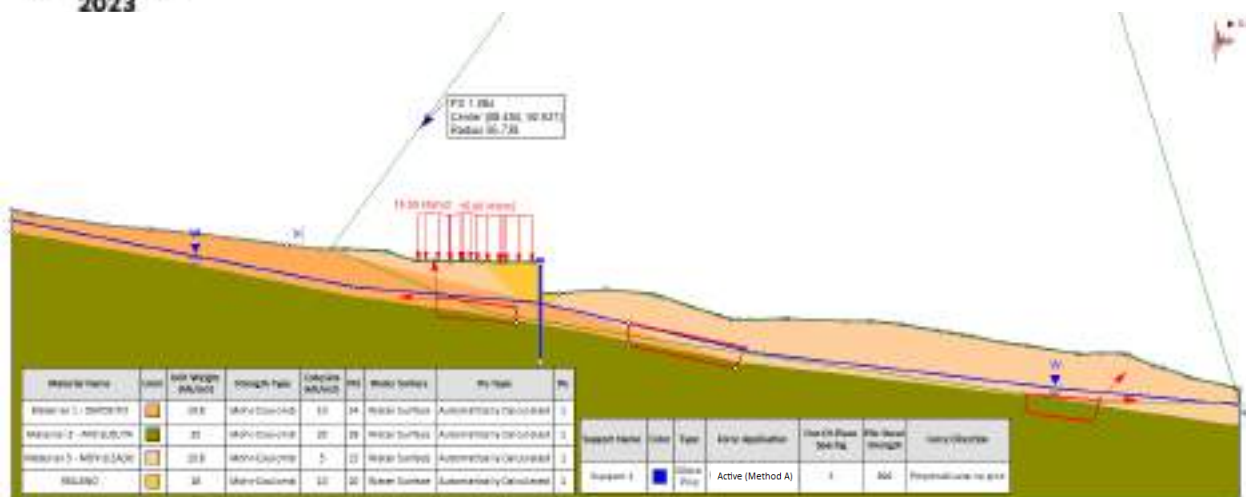


Imagen 46. Factor de seguridad C. obras – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+800 (FS=1,08)

En las tablas a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos del modelo analizado.

Tabla 24. Factores de seguridad sector inestable K7+800.

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - obras	2,6	1,08

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 45, muestran los mecanismos de falla evaluado en la condición inicial, sin embargo, en este caso se aumentan su valor final, encontrándose por encima de los mínimos definidos por la normatividad colombiana. Se observa que debido al alto coeficiente de aceleración horizontal el diseño esta controlado principalmente por la condición pseudo estática. Conforme lo anterior a pesar de tener un FS alto en la condición estática, para la condición pseudoestática apenas se encuentra por encima del mínimo requerido. En esta sección no se evaluó el mecanismo de falla circular local puesto que el hombro de la via será confinado mediante la pantalla del muro previsto.

Sección de análisis K7+930

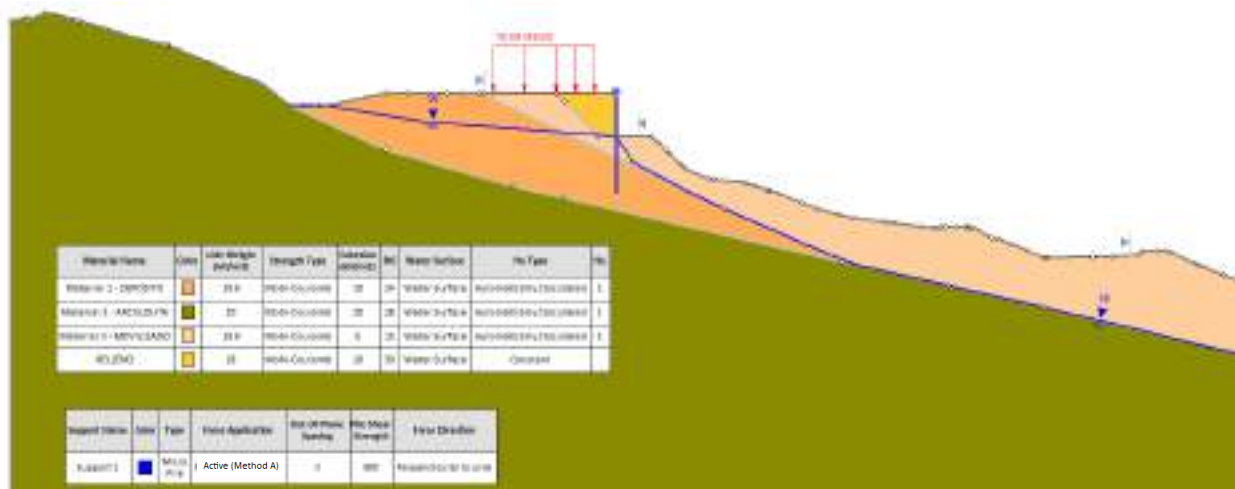


Imagen 47. Geometría de análisis K7+930

Condición con Obras – Estático y Pseudoestático

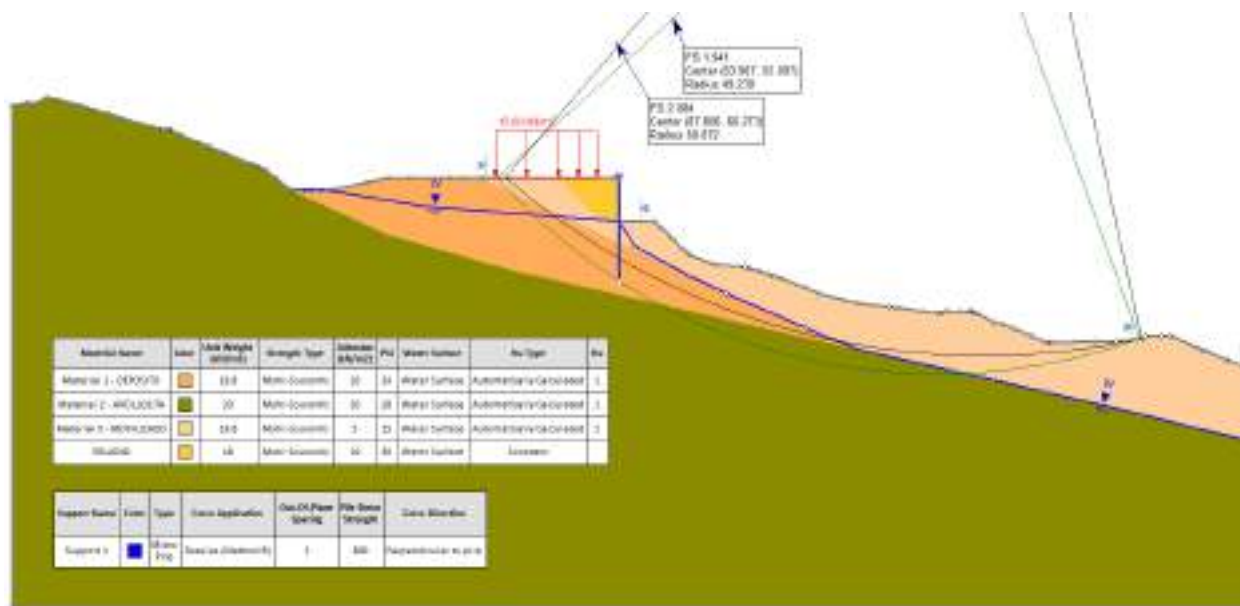


Imagen 48. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,94)

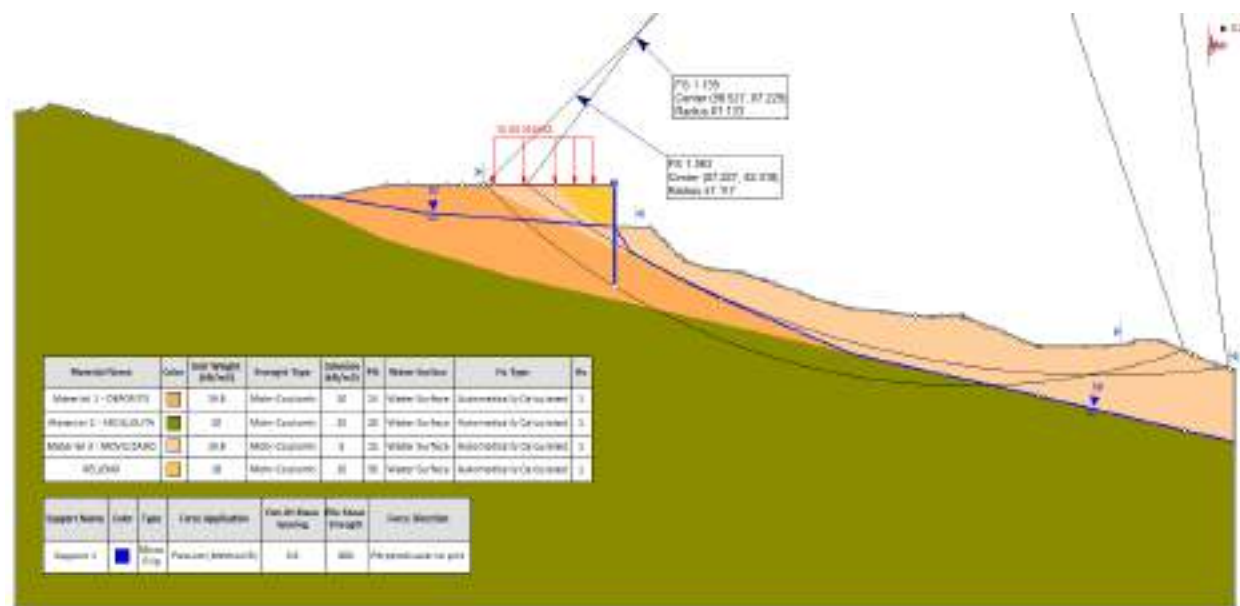


Imagen 49. Factor de seguridad C. obras – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K7+930 (FS=1,06)

En las tablas a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado.

Tabla 25. Factores de seguridad sector inestable K7+930. Búsqueda de superficie de falla con bloque

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1.94	1,06

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 48, muestran los mecanismos de falla evaluado en la condición inicial, sin embargo, en este caso se aumentan su valor final, encontrándose por encima de los mínimos definidos por la normatividad colombiana.

Sección de análisis K8+050

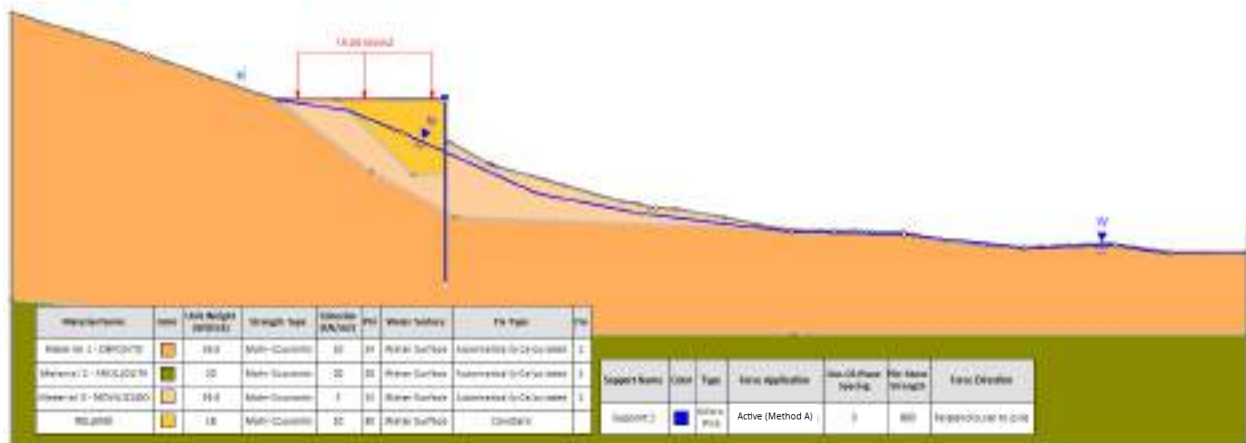


Imagen 50. Geometría de análisis K8+050

Condición con Obras – Estático y Pseudoestático

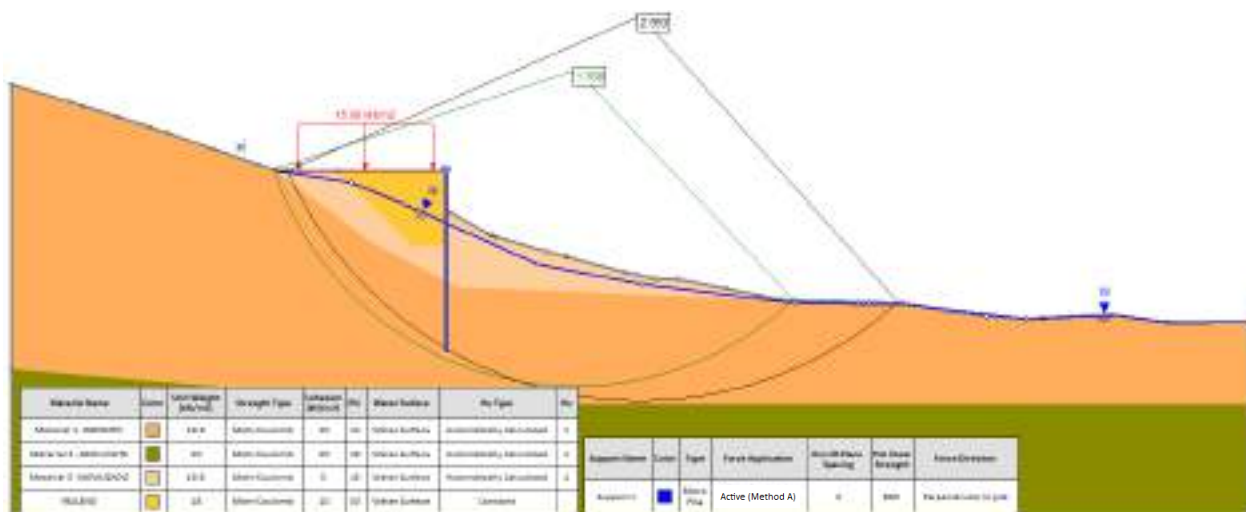


Imagen 51. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS=1,77)

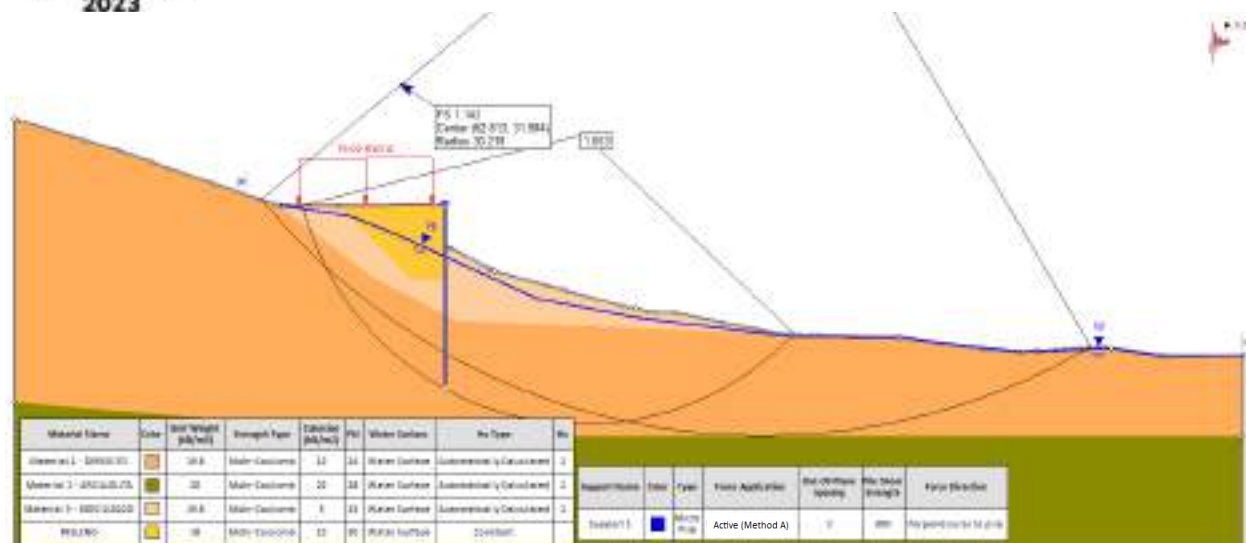


Imagen 52. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+050 (FS = 1,05)

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

Tabla 26. Factores de seguridad sector inestable K8+050

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - inicial	1.77	1,05

El análisis de estabilidad en condición estática como se observa en la Imagen 51, muestran los mecanismos de falla evaluado en la condición inicial, sin embargo, en este caso se aumentan su valor final, encontrándose por encima de los mínimos definidos por la normatividad colombiana.

6.3.2 MODELO DE ESTABILIDAD TRAMO II

El modelo estabilidad se evaluó con superficies de falla circulares obtenidas que se encuentran iniciando a nivel de la vía existente y salen en la pata del talud externo y en la parte alta del talud interno de la vía existente. Para este tramo, no se identificaron niveles de agua durante las perforaciones y las humedades de las muestras son relativamente bajas, cercanas al límite plástico, por tal razón no se consideró una condición de aguas freáticas. Se incluye el muro de contención previsto para la estabilización de la banca en cada uno de los sectores mencionados. Es de resaltar que debido a la ampliación de la banca se estima que se van a retirar la totalidad de los depósitos que puedan existir allí, en caso que luego del corte previsto permanezcan depósitos adicionales se recomienda que estos sean retirados.

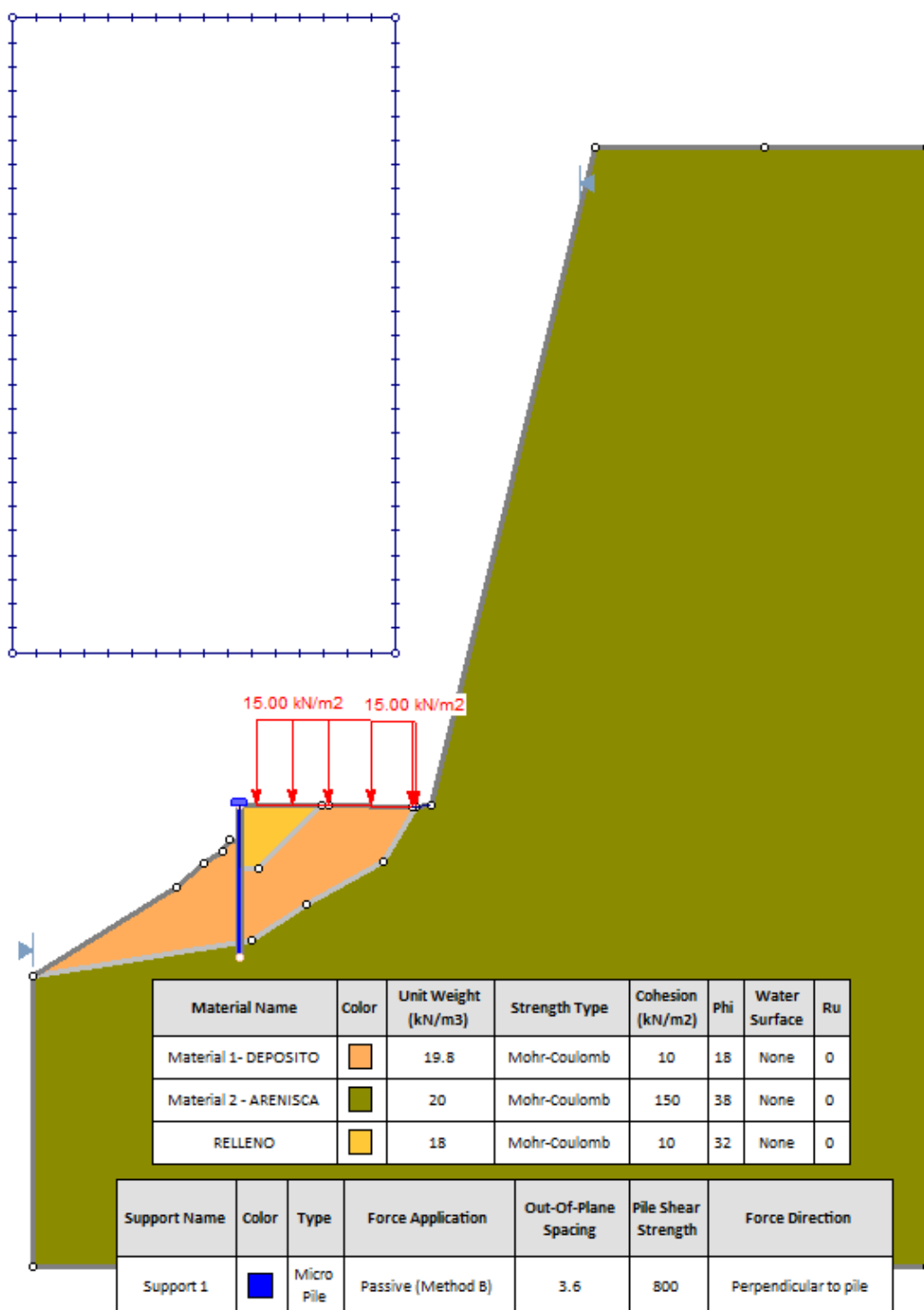


Imagen 53. Geometría de análisis Tramo II

Condición inicial – Estático

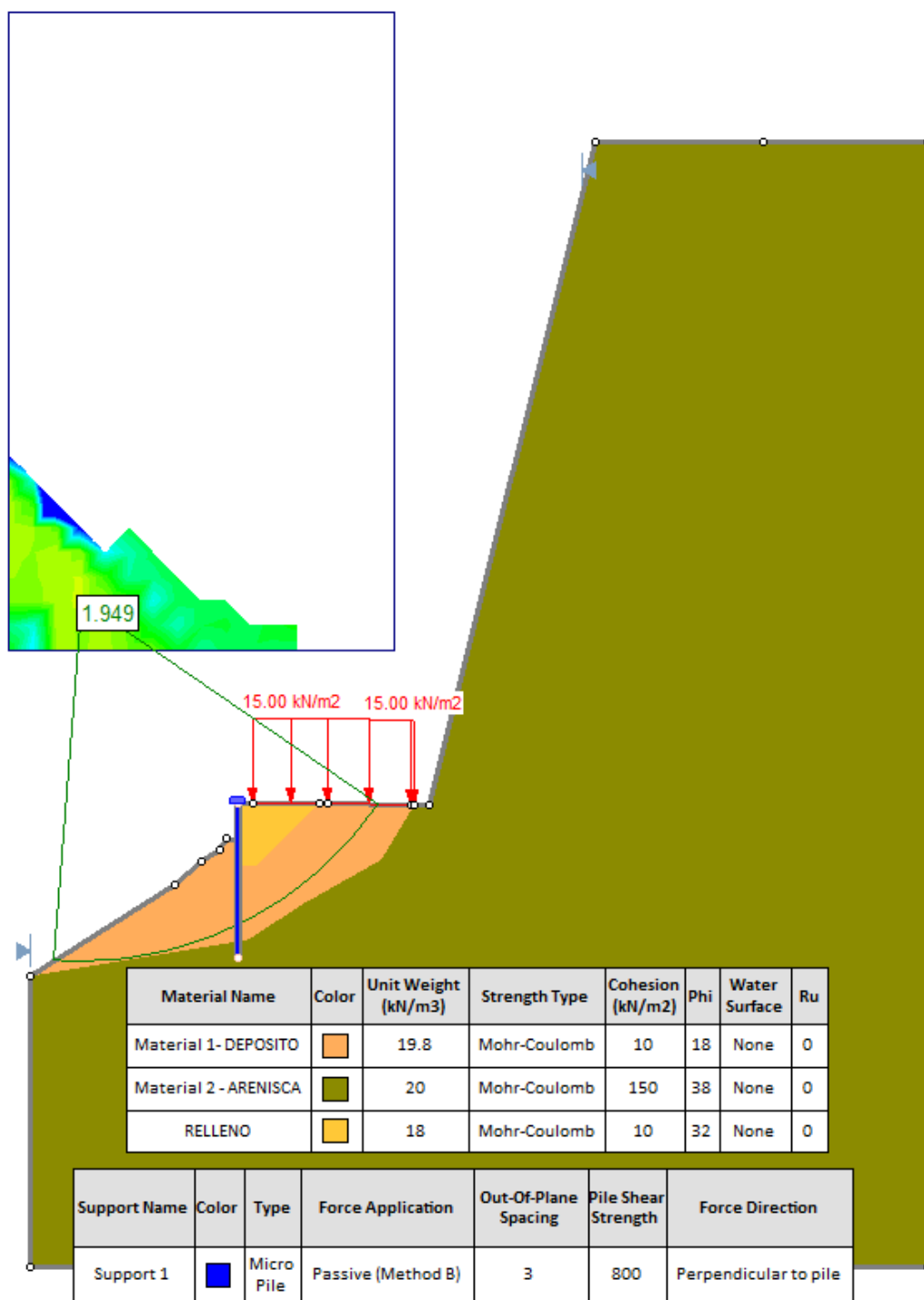


Imagen 54. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS=1,95)

Condición inicial – Pseudoestático

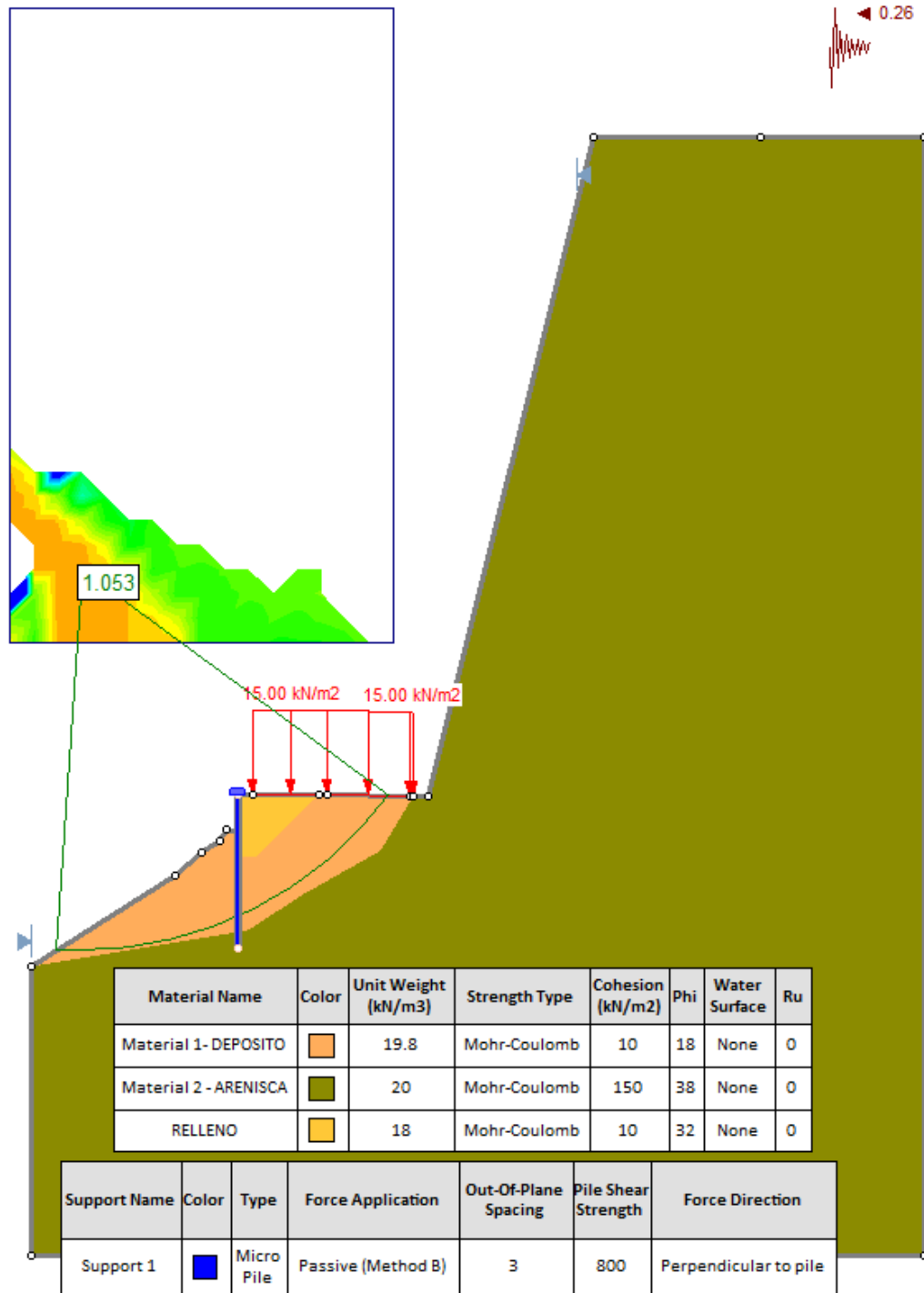


Imagen 55. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II (FS = 1,05)

Sección 8+210

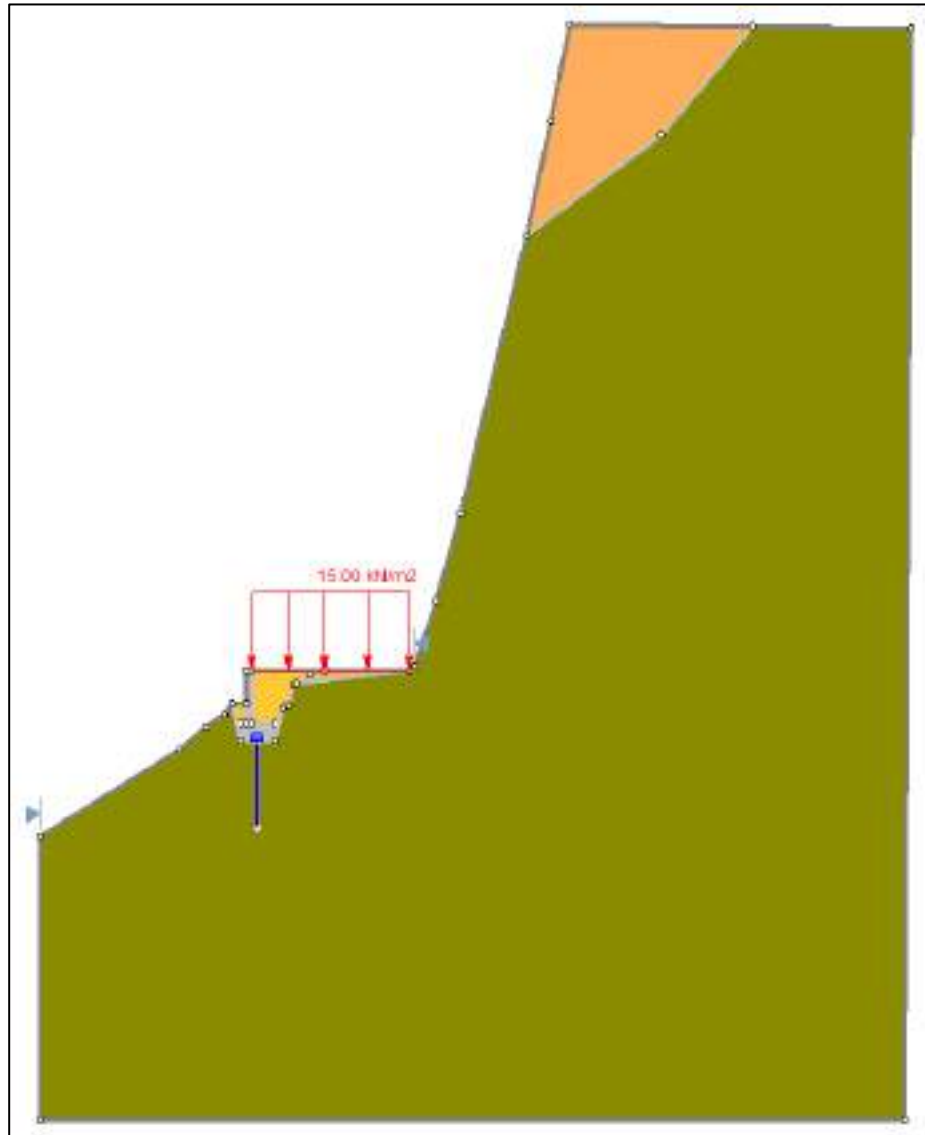


Imagen 56. Geometría de análisis Tramo II – K8+210

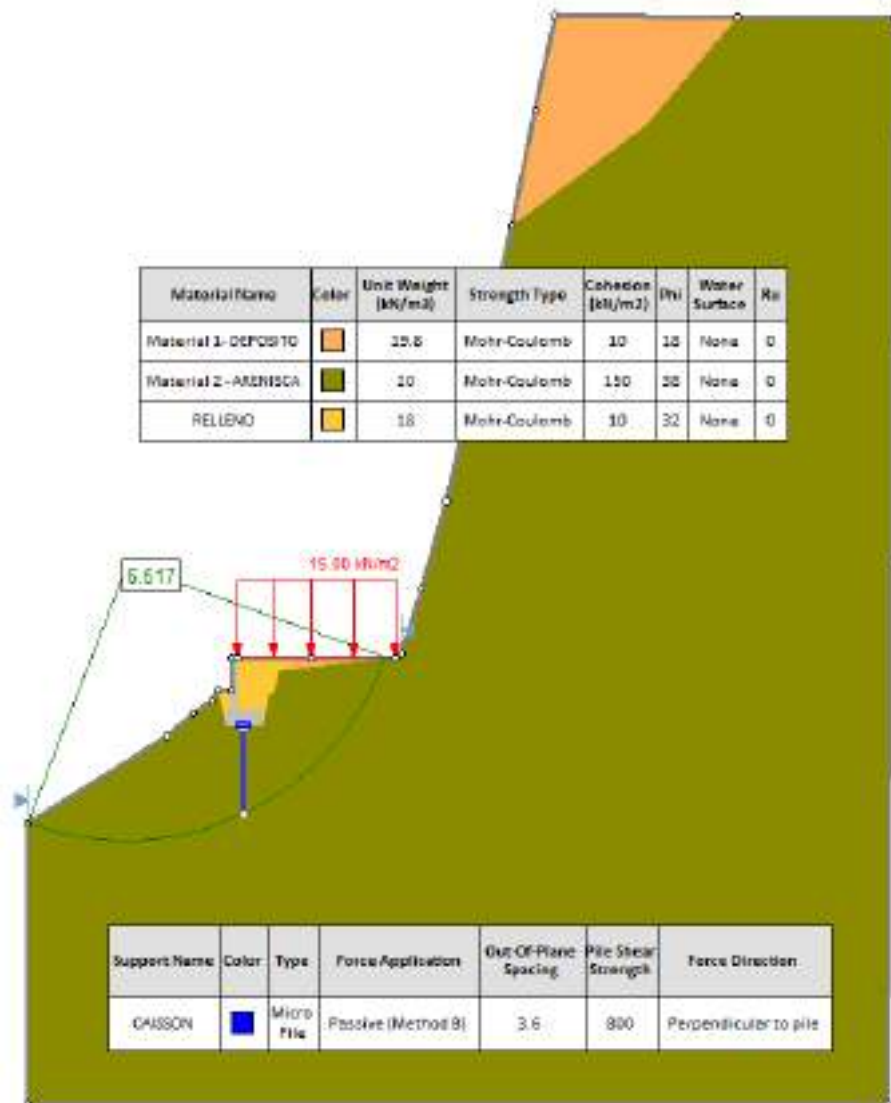


Imagen 57. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+210 (FS=6.517)

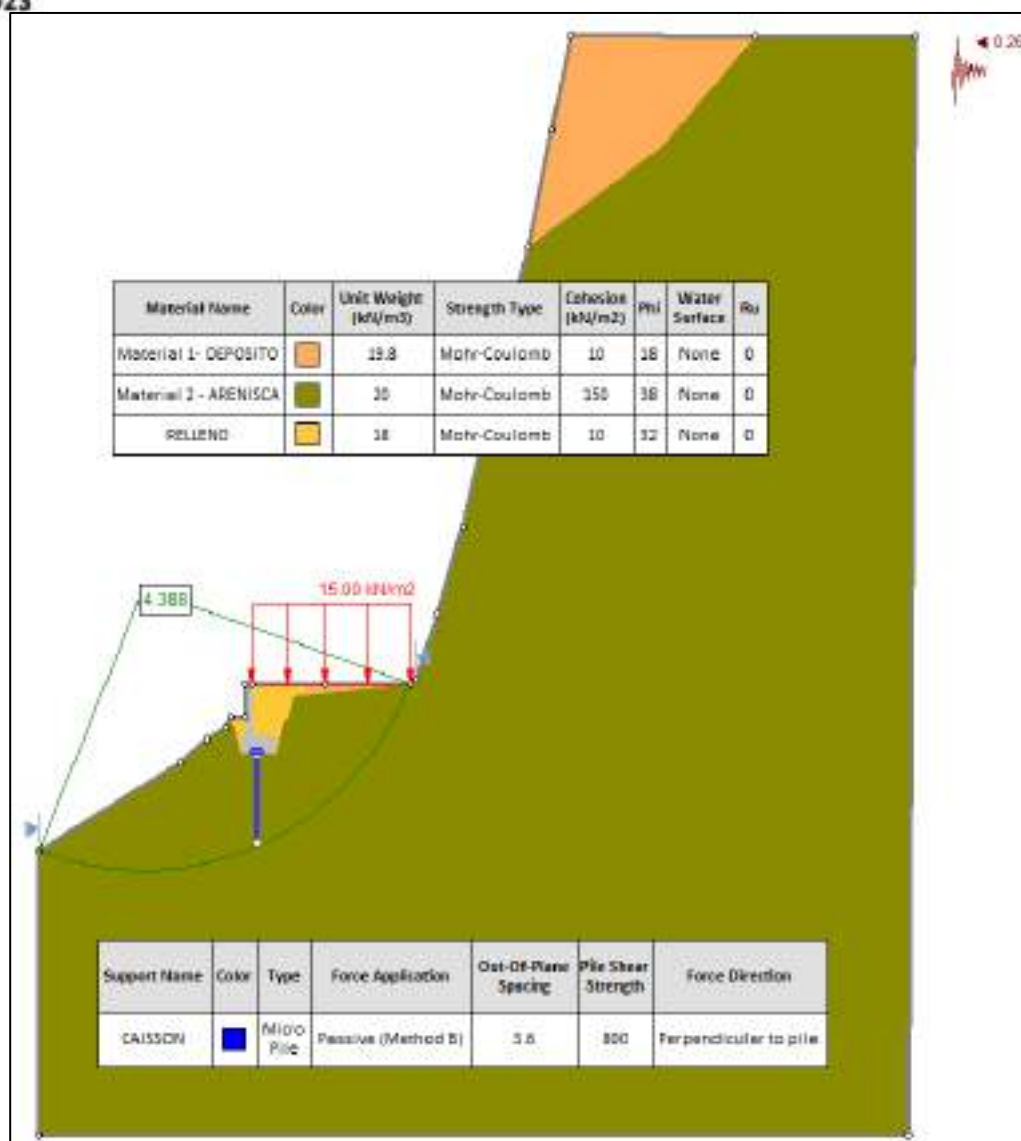


Imagen 58. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+210 (FS = 4,39)

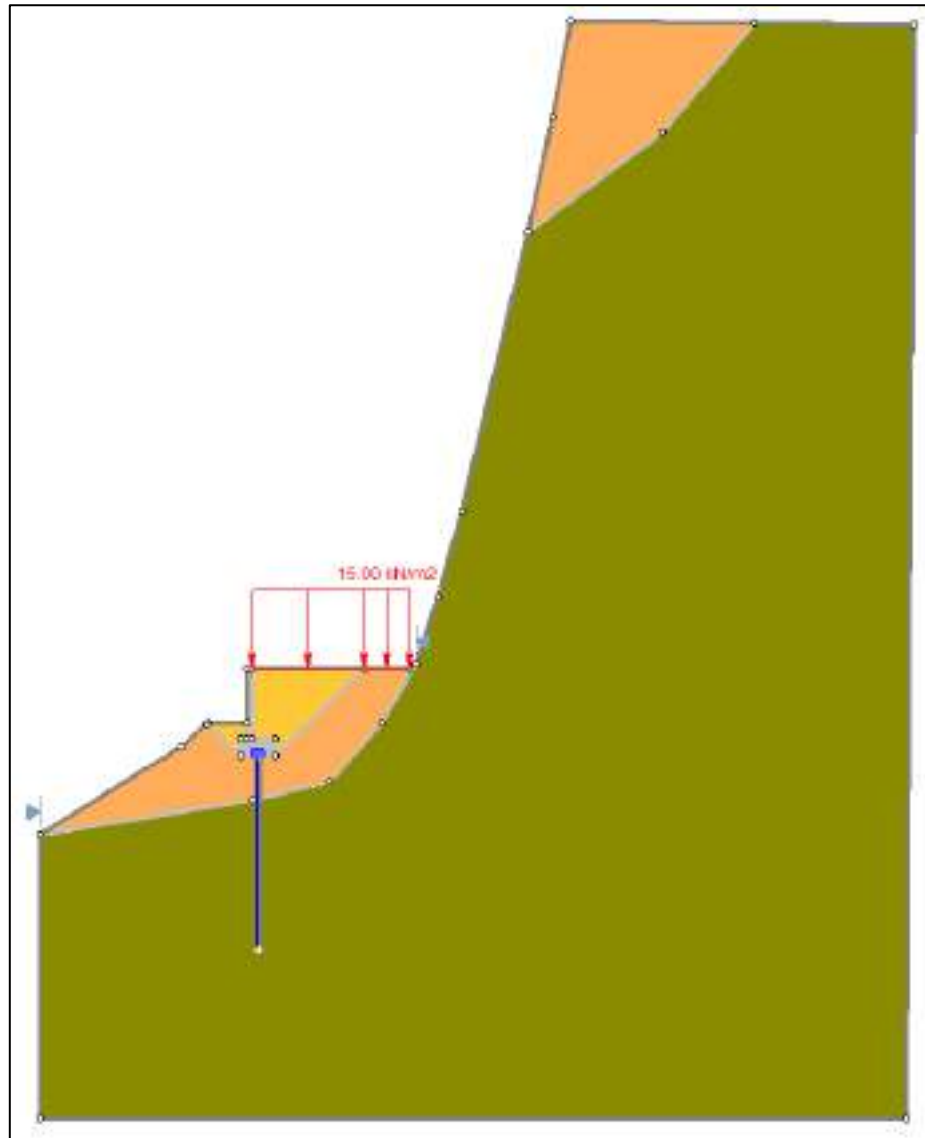


Imagen 59. Geometría de análisis Tramo II – K8+320

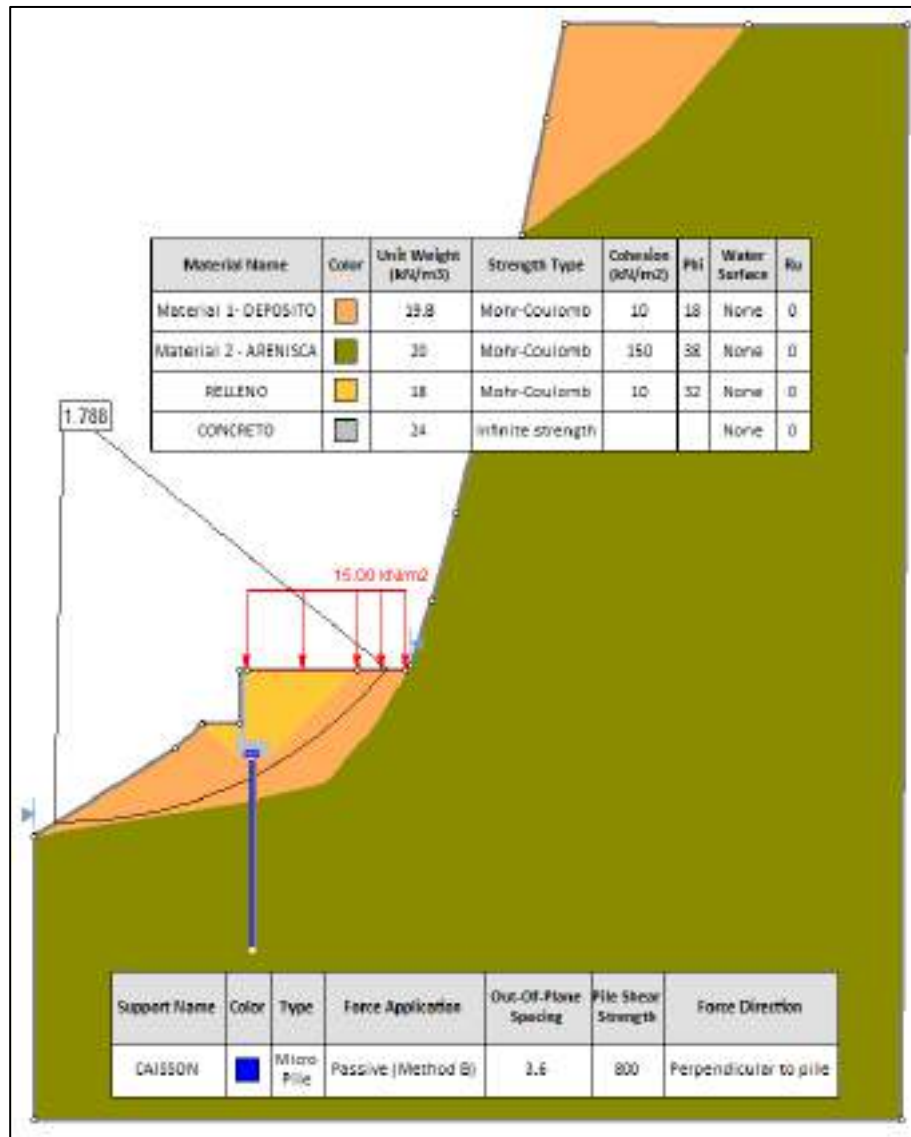


Imagen 60. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+320 (FS=1.788)

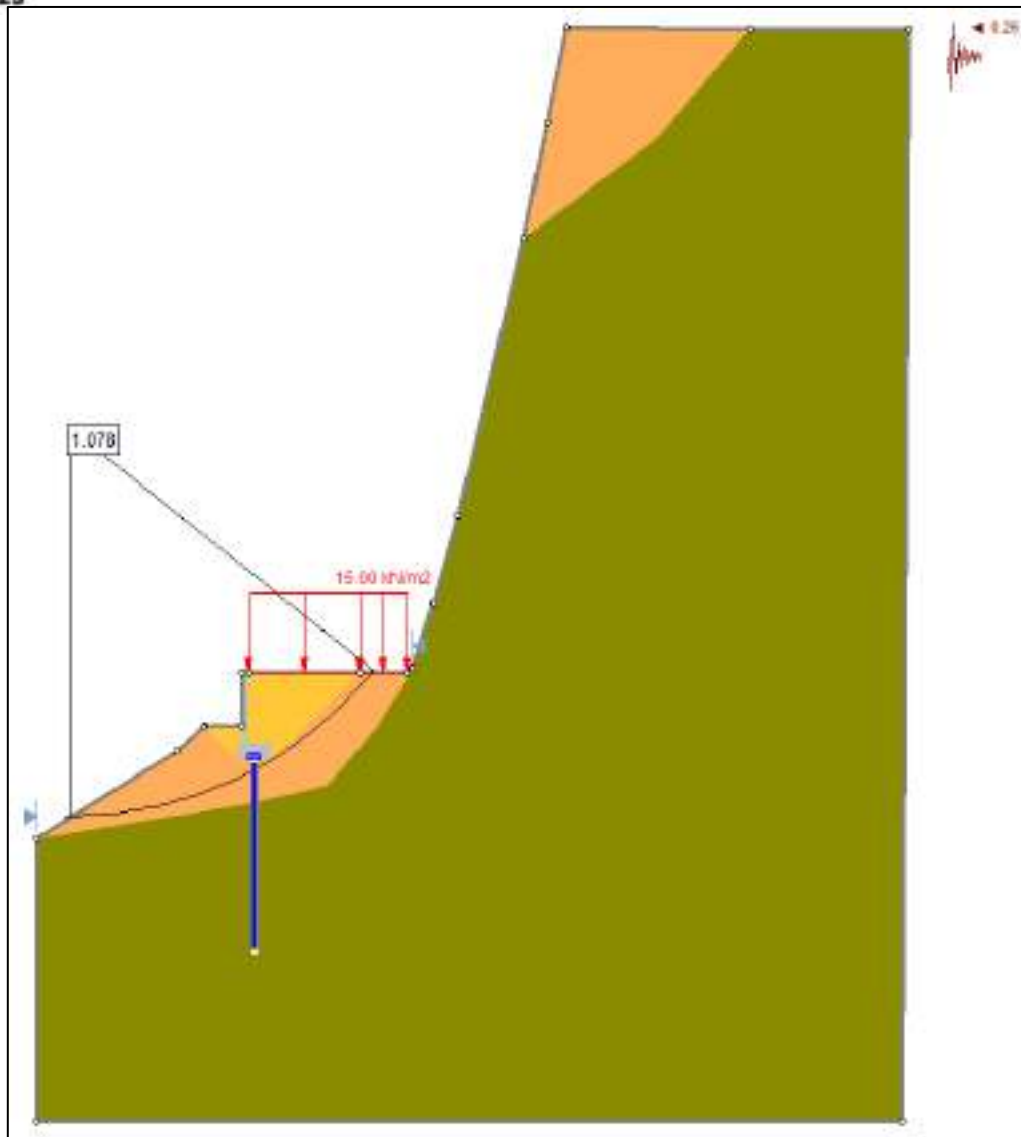


Imagen 61. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+320 (FS = 1.078)



CONSEJO DESENVOLUPAMIENTO
TOLIMA SUR
2023

Sección 8+440

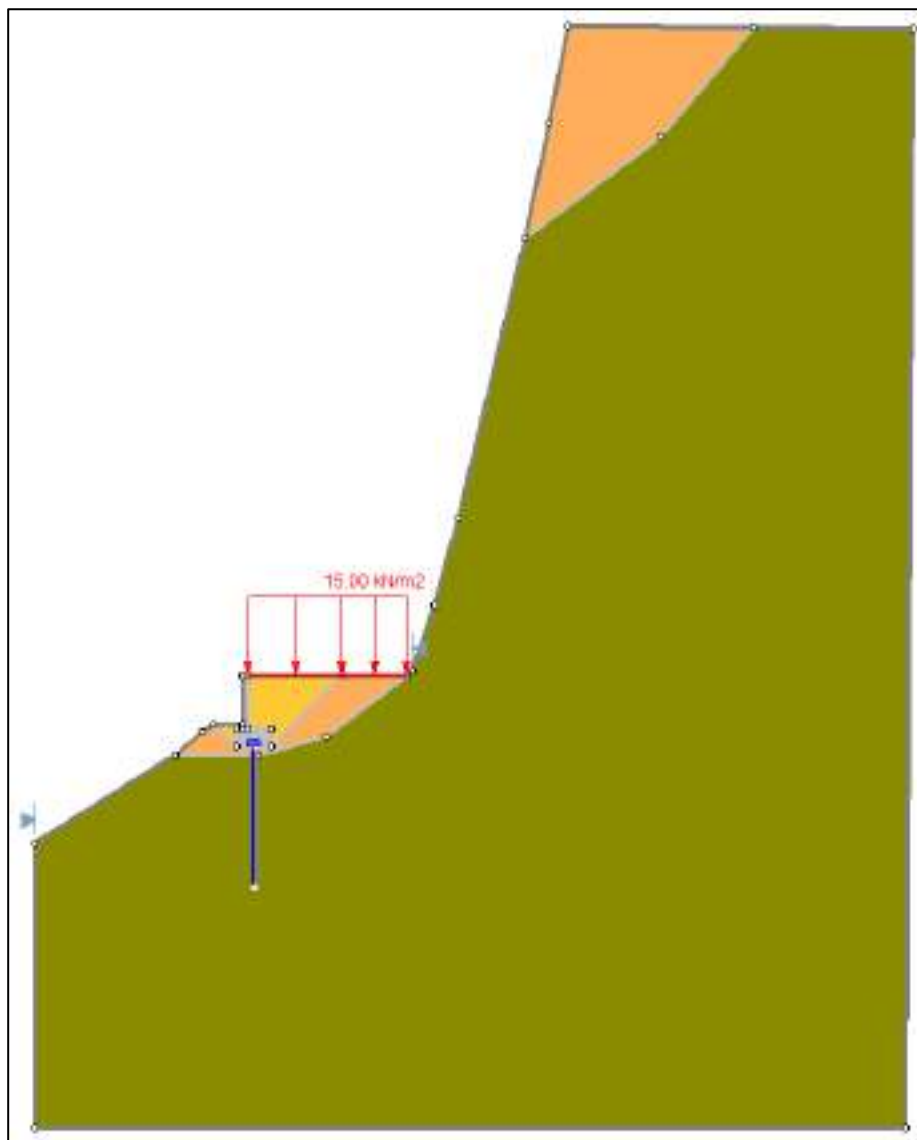


Imagen 62. Geometría de análisis Tramo II – K8+440

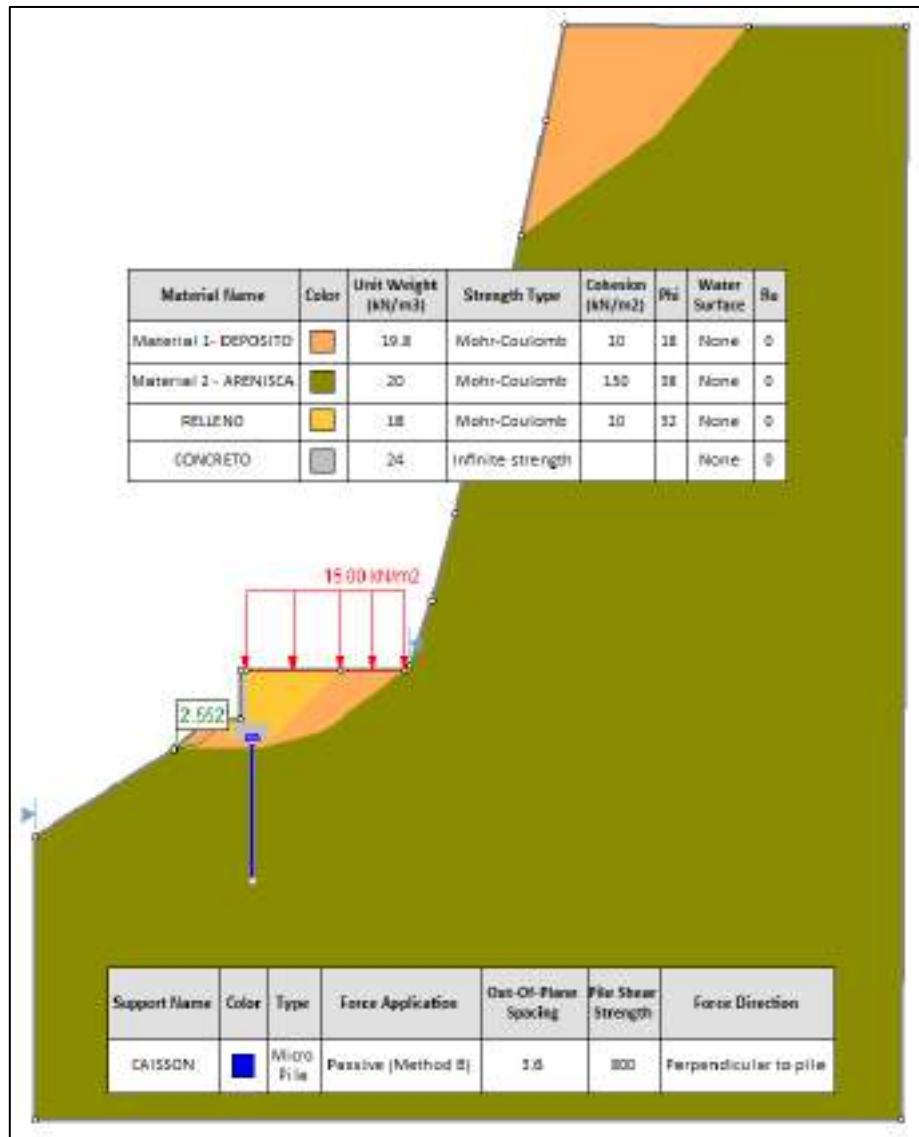


Imagen 63. Factor de seguridad C. obras – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+440 (FS=2.552)

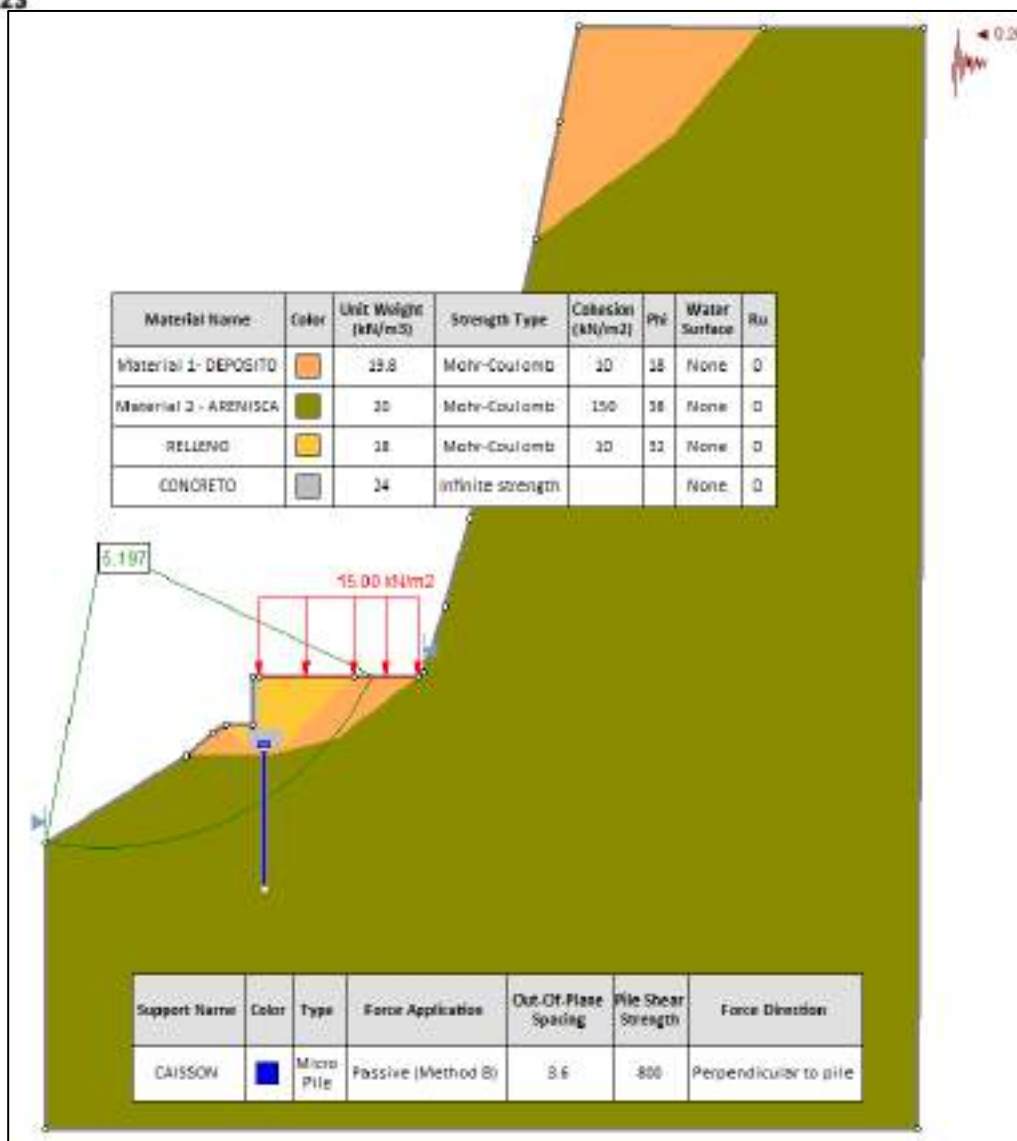


Imagen 64. Factor de seguridad C. obras – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – Tramo II – K8+440 (FS = 5.197)

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

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

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. No obstante, estas obras obedecen a encausamientos temporales, protecciones y demás previsiones que se puedan tener en obra para evitar la afluencia y acumulación de agua en las zonas de trabajo.



TOLIMA SUR
2023

Sección 8+210

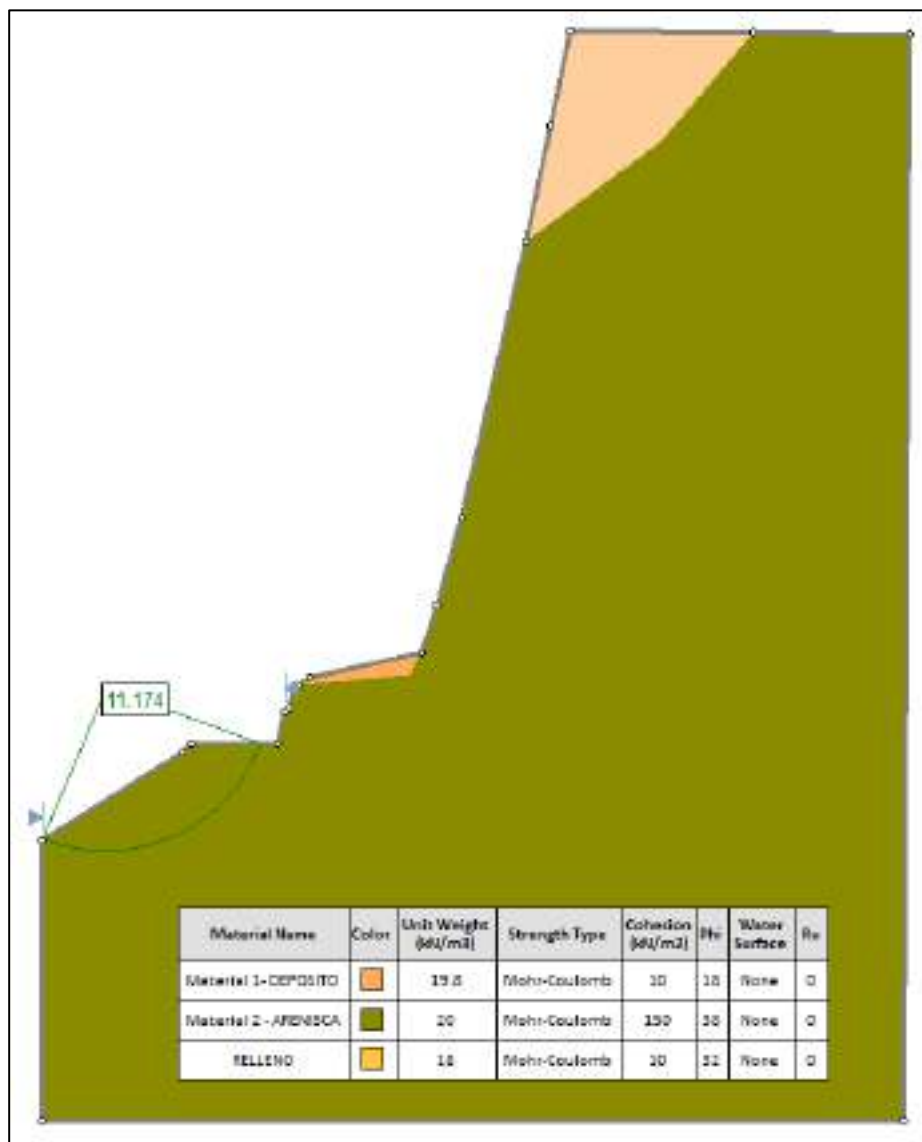


Imagen 65. Factor de seguridad cortes temporales – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+210 FS = 11.174

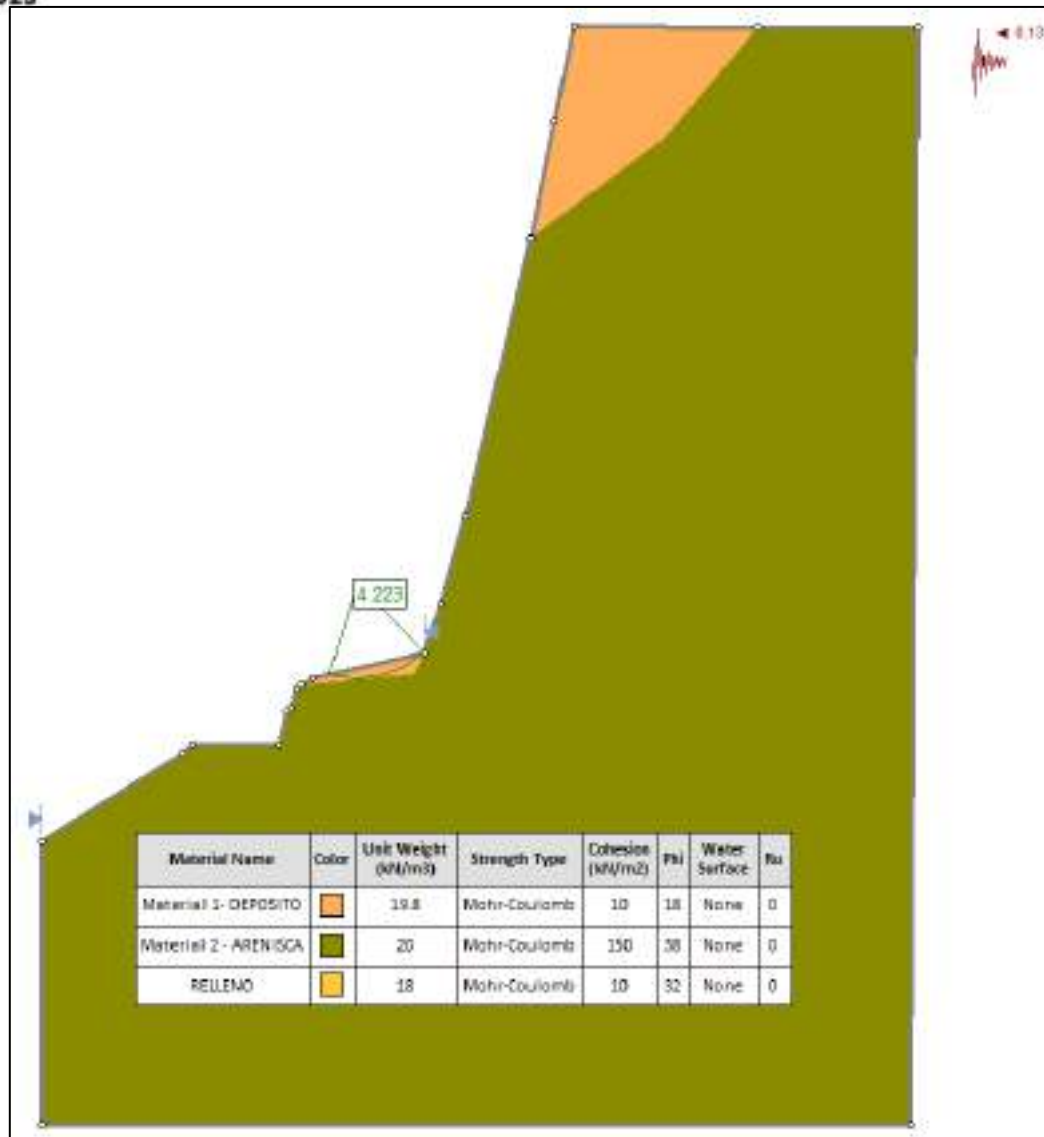


Imagen 66. Factor de seguridad Corte temporal – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+210 FS = 4.223



CONSEJO DESENVOLUPAMIENTO
TOLIMA SUR
2023

Sección 8+320

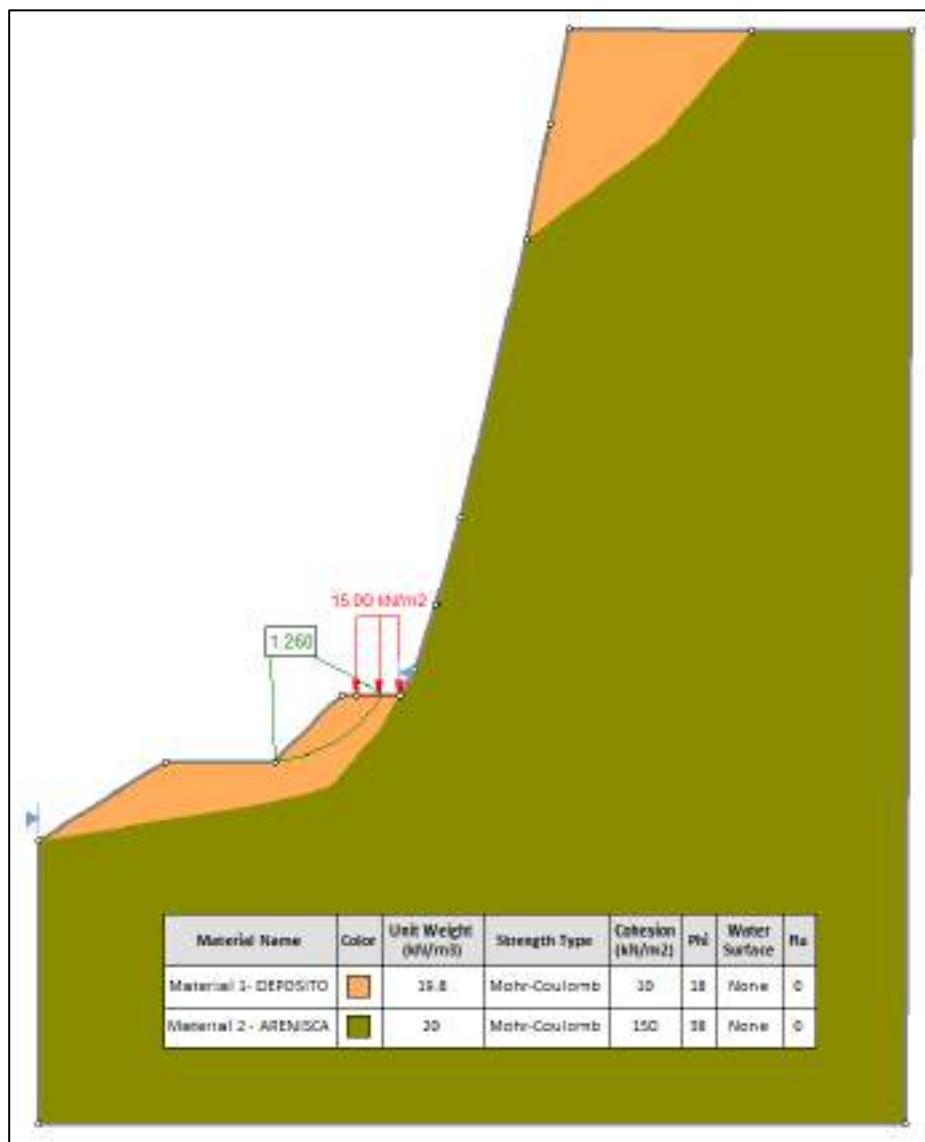


Imagen 67. Factor de seguridad cortes temporales – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+320 FS = 1.260

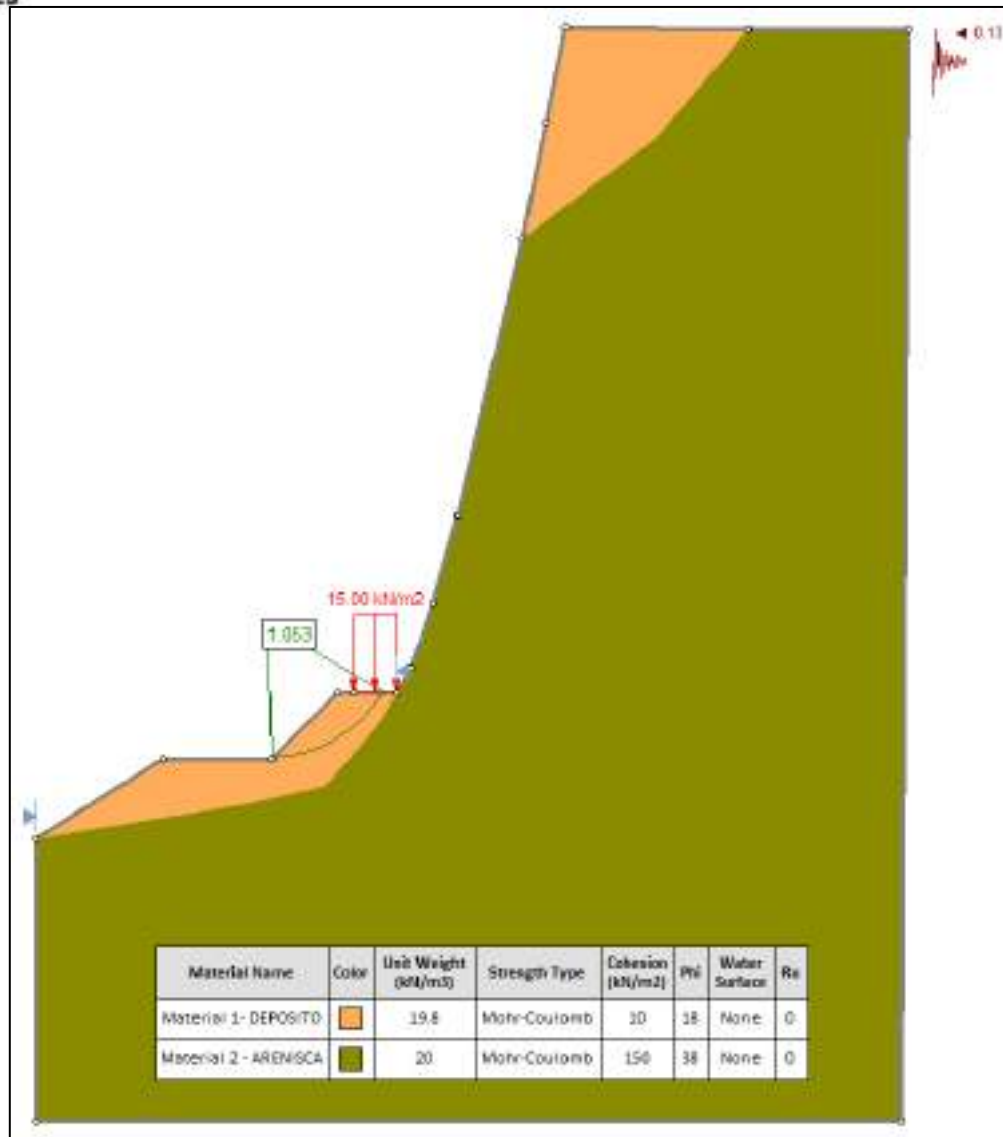


Imagen 68. Factor de seguridad Corte temporal – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+320 FS = 1.053



TOLIMA SUR
2023

Sección 8+440

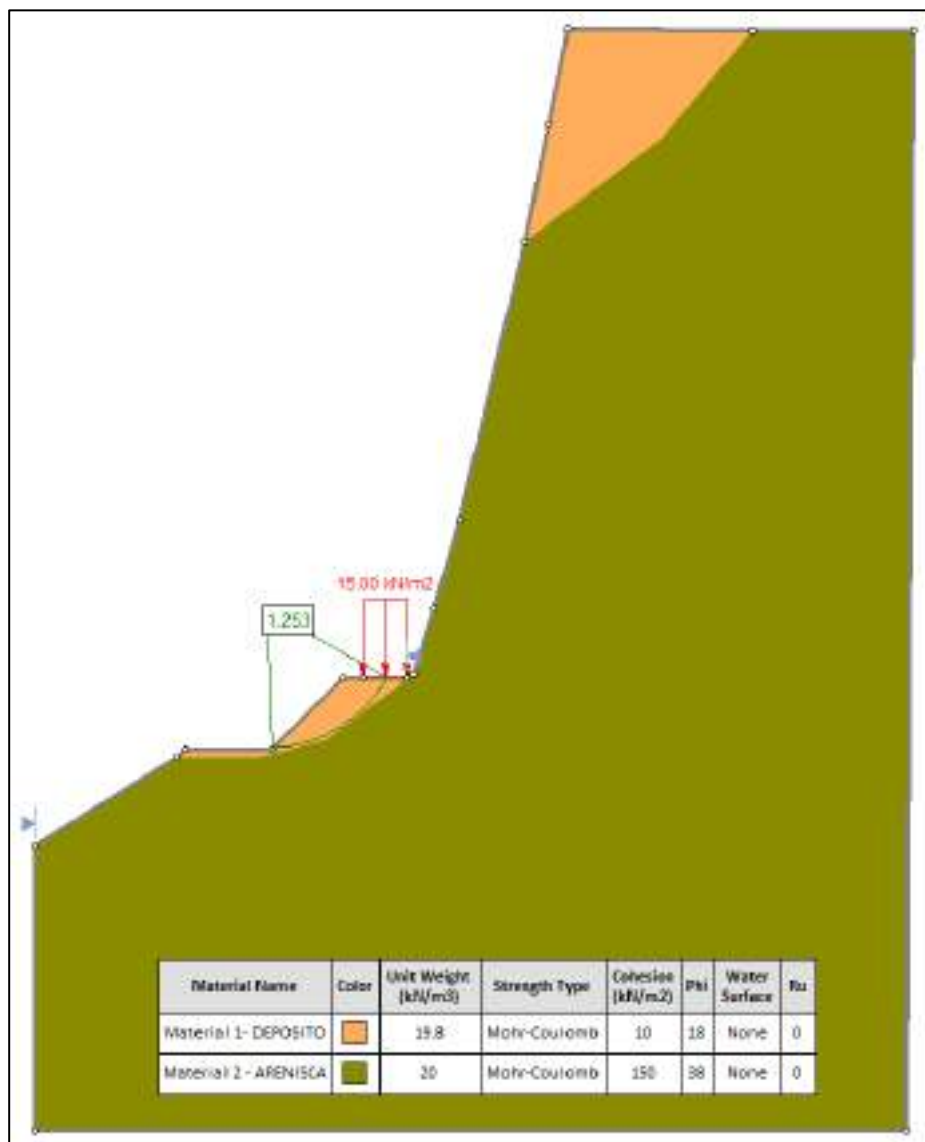


Imagen 69. Factor de seguridad cortes temporales – estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+440 FS = 1.253

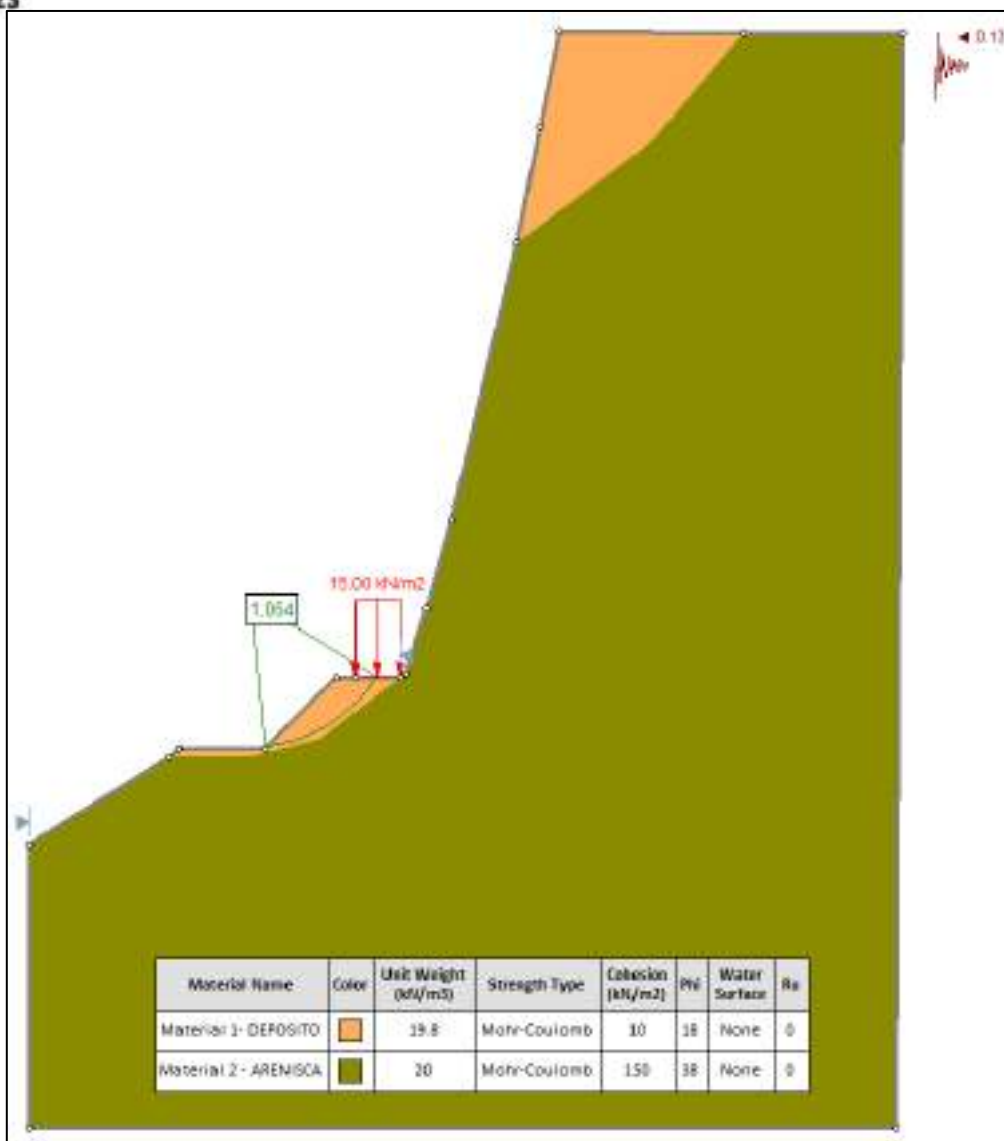


Imagen 70. Factor de seguridad Corte temporal – pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K8+440 FS = 1.054

A partir de lo anterior, las pendientes de corte serán 0.25H:1V, a excepción de los tramos 8+320-8+420 y 8+440-8+555, en donde se deberá conservar una pendiente 1:1.

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

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

(Fuente NSR-10)

6.5 CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud variable, la altura del muro será variable entre 3.5m y 5,0m incluida la viga. El muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde interno de la vía en diferentes tramos como se detalló en el numeral 3.1.

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

Los caisson estarán separados tres veces el diámetro entre ejes.

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

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

Estado límite de Resistencia Tramo I

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 11m, para el sector en mención.

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

Tabla 27. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I.

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	76	178	201	247	293
1,3	88	208	234	287	341
1,4	101	241	270	330	392
1,5	115	275	309	377	447
1,6	130	312	350	427	505

*carga en toneladas

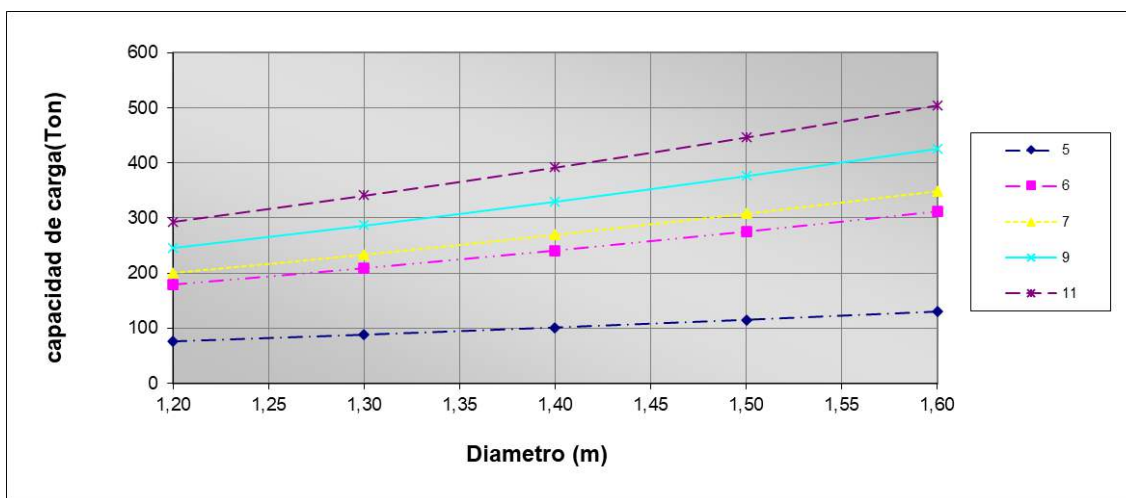


Imagen 71. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo I.

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 28. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I (Depósito).

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
Diam (m)	5	6	7	9	11
	5	6	7	9	11
1,20	76	87	99	241	288
1,3	88	101	115	280	335
1,4	101	117	132	323	385
1,5	115	133	151	369	439
1,6	130	150	170	418	497

*carga en toneladas

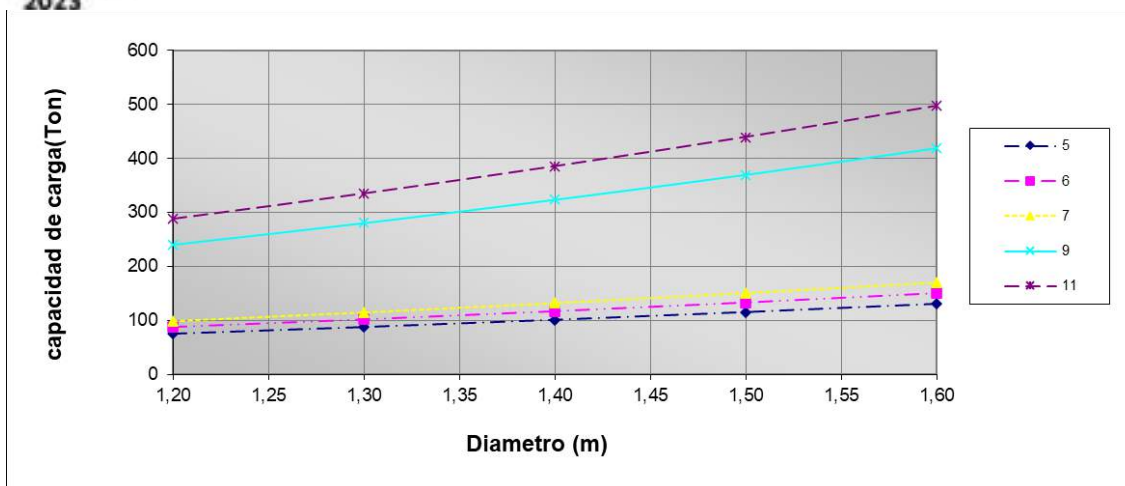


Imagen 72. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo I (Depósito).

Estado límite de Resistencia Tramo II

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 11m, para el sector en mención.

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

Tabla 29. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II.

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	1685	1778	1872	2062	2254
1,3	1977	2085	2195	2416	2639
1,4	2292	2416	2543	2798	3055
1,5	2631	2772	2917	3207	3500
1,6	2992	3152	3316	3645	3977

*carga en toneladas

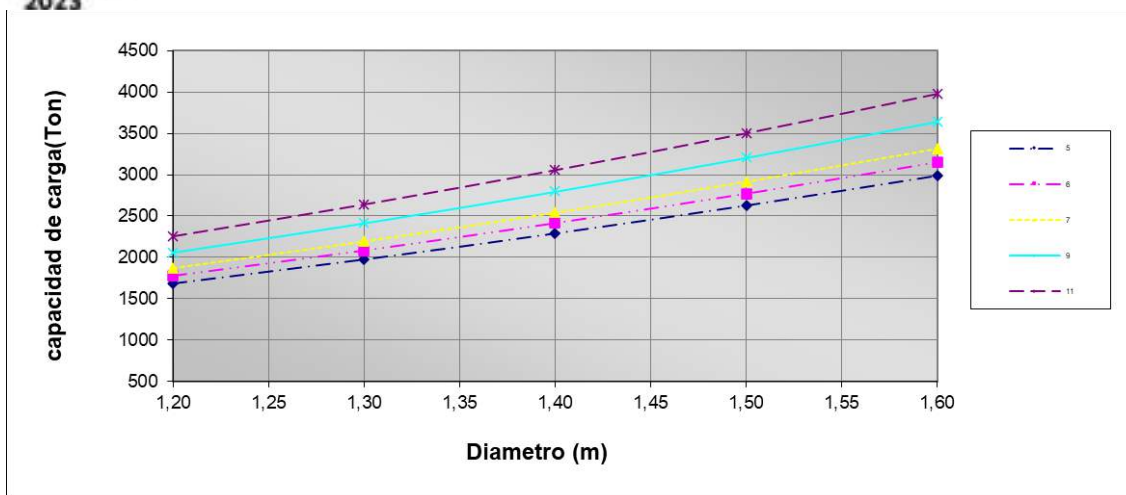


Imagen 73. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo II.

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 30. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II (deposito).

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	35	41	1857	2047	2239
1,3	41	47	2178	2399	2622
1,4	47	54	2525	2780	3036
1,5	53	60	2897	3188	3481
1,6	59	68	3295	3624	3955

*carga en toneladas

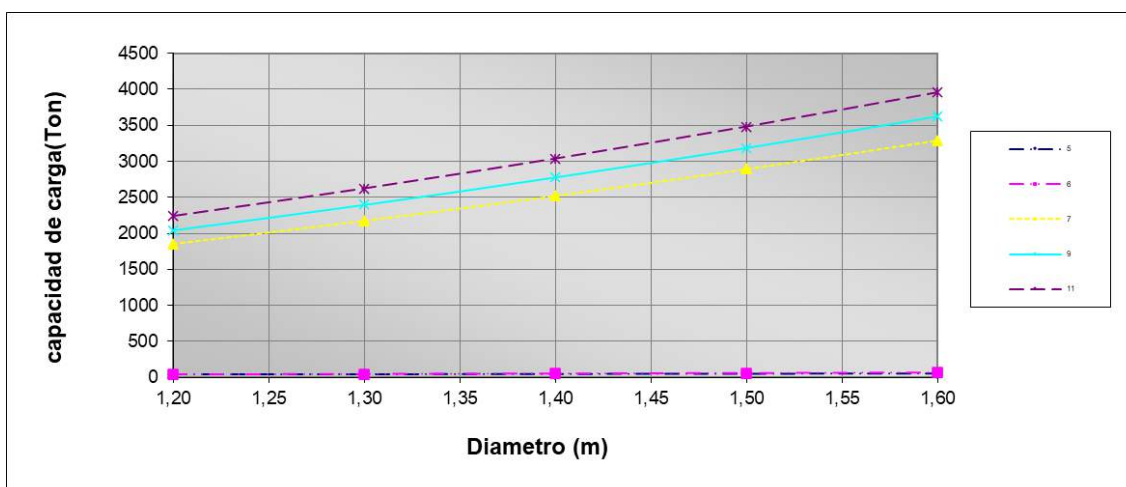


Imagen 74. Capacidad de carga de seguridad caisson Tramo II (deposito).

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 cimiento.

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

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales se calculan entre **3cm** y **5cm**.

Coefficiente 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 **9832,9 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **983,1ton/m³**.

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) para el Tramo I y el Tramo II. Es de resaltar que la aplicación de los coeficientes de reacción horizontal es válida si se encuentran materiales de depósito o roca pues este coeficiente fue establecido de forma conservadora como un suelo duro con $N=100$ golpes/pie.

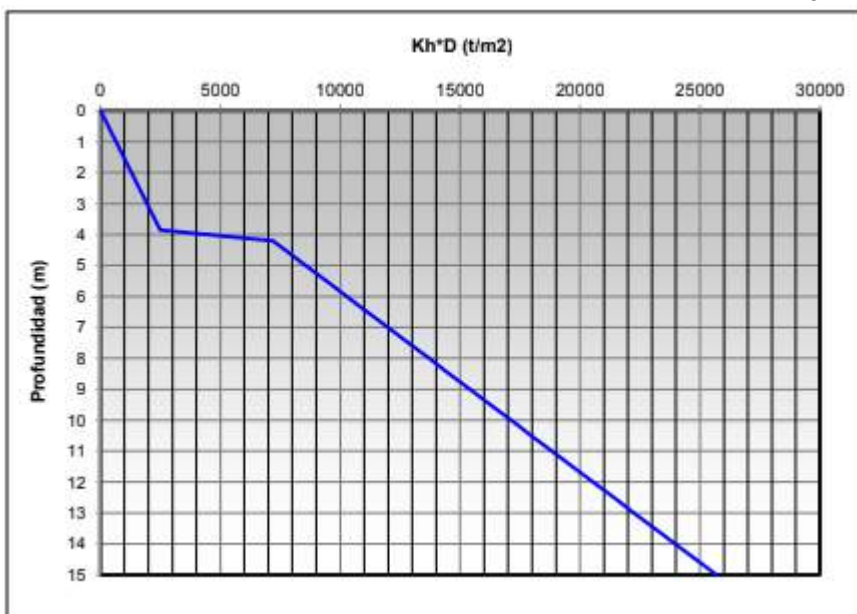


Imagen 75. Coeficiente de reacción horizontal (K_h) Tramo I.

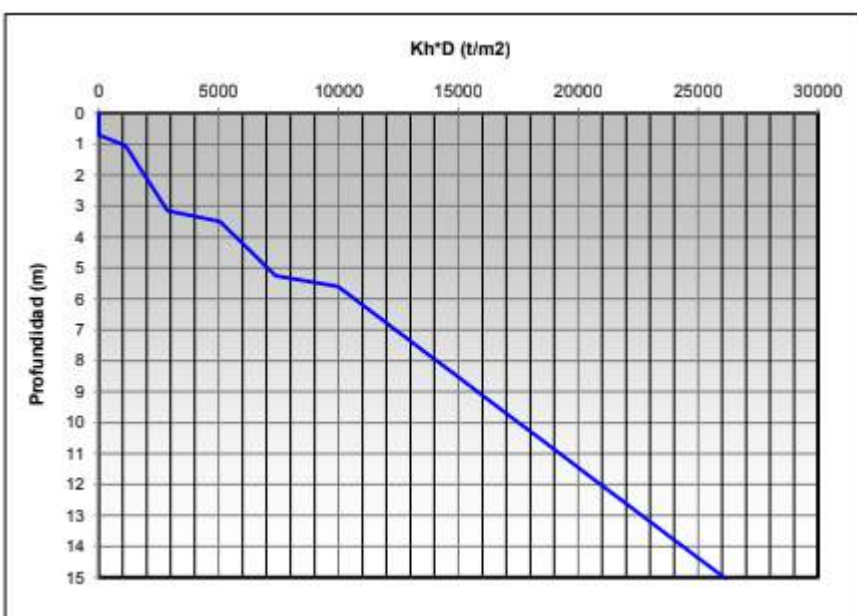


Imagen 76. Coeficiente de reacción horizontal (K_h) Tramo II.

Estado límite de evento extremo - tramo I

Tabla 31. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I. – estado límite de evento extremo

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	227	535	603	740	880
1,3	264	625	703	861	1023
1,4	303	722	810	991	1177
1,5	345	825	926	1131	1341
1,6	391	936	1049	1280	1515

*carga en toneladas

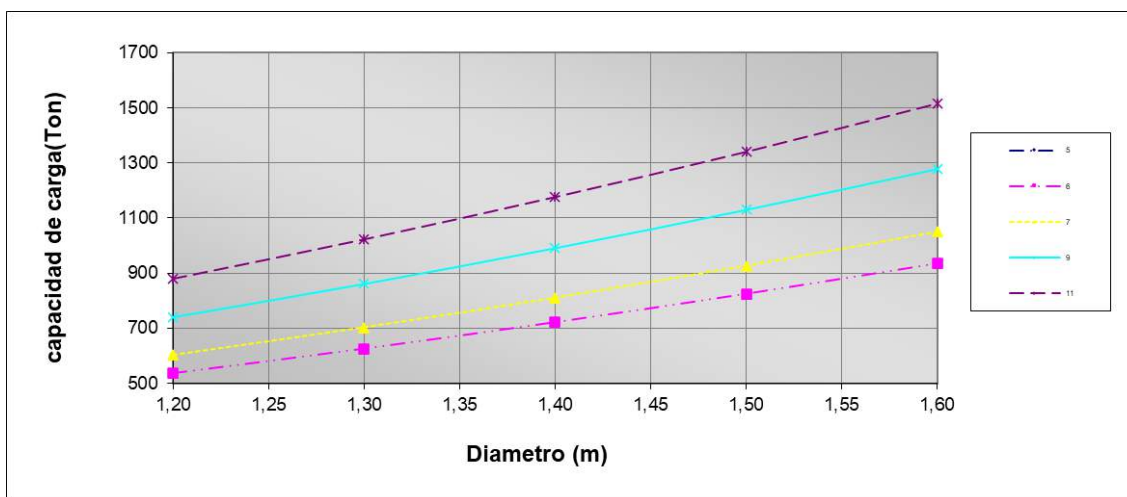


Imagen 77. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo I – estado límite de evento extremo

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 32. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo I. – estado límite de evento extremo (deposito)

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	227	262	298	722	863
1,3	264	304	346	841	1004
1,4	303	350	397	970	1155
1,5	345	398	452	1108	1317
1,6	391	450	511	1255	1490

*carga en toneladas

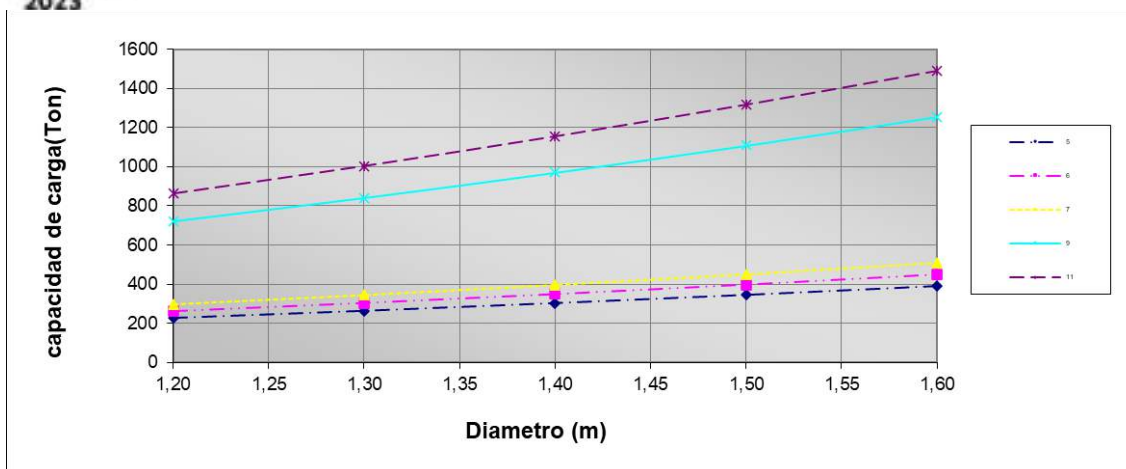


Imagen 78. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo I – estado límite de evento extremo (depósito)

Estado límite de evento extremo - tramo II

Tabla 33. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II. – estado límite de evento extremo

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	5056	5333	5616	6187	6762
1,3	5931	6254	6584	7248	7917
1,4	6877	7248	7628	8393	9164
1,5	7892	8316	8750	9622	10501
1,6	8977	9457	9948	10936	11930

*carga en toneladas

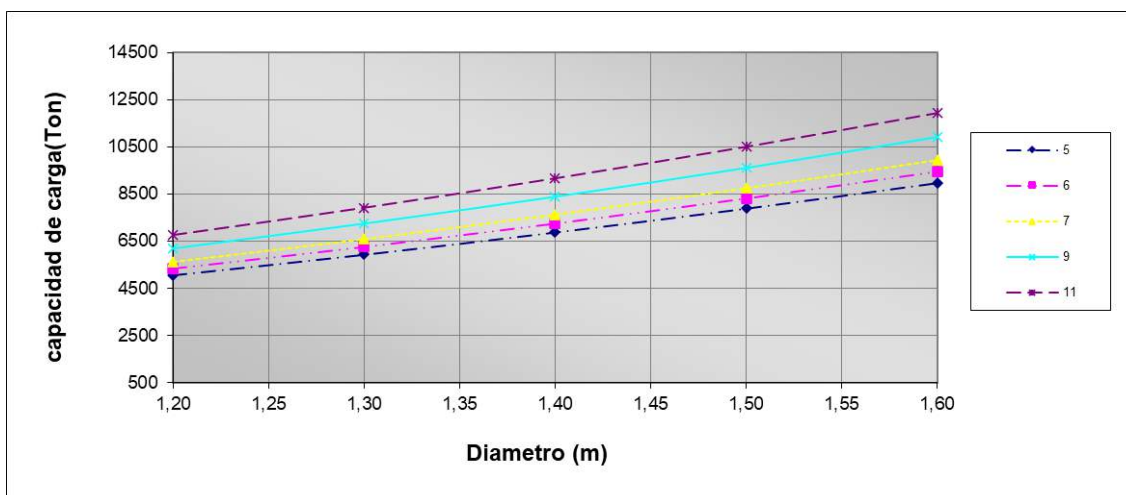


Imagen 79. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo II – estado límite de evento extremo

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 34. Capacidad de carga de seguridad para los caisson Tramo II. – estado límite de evento extremo (deposito)

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,20	106	123	5570	6141	6716
1,3	122	141	6534	7198	7867
1,4	140	161	7574	8339	9109
1,5	158	181	8691	9563	10442
1,6	177	203	9885	10872	11866

*carga en toneladas

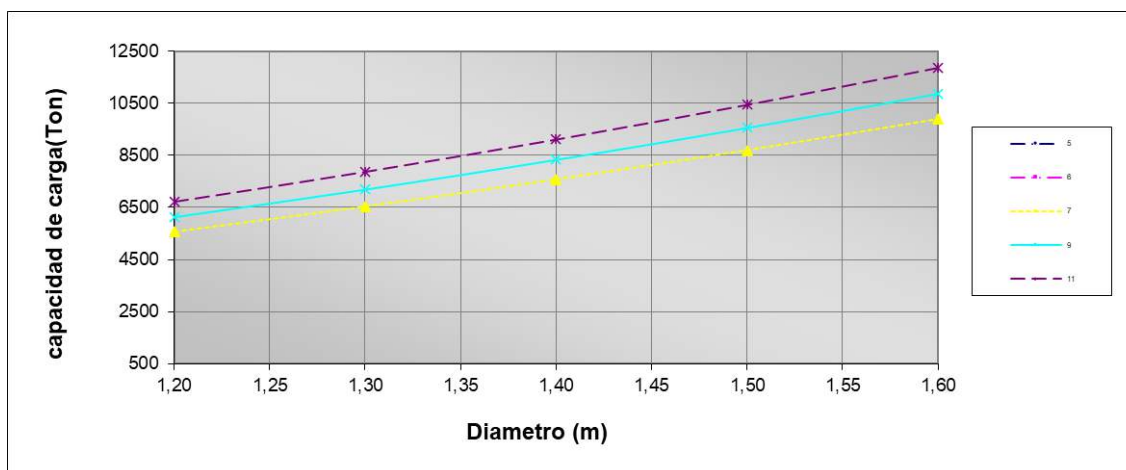


Imagen 80. Capacidad de carga de seguridad caisson tramo II – estado límite de evento extremo (deposito)

Capacidad de carga lateral - Método de Broms

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

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

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

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

Tramo I

Tabla 35. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	106,25	140,04	193,44	315,17	457
1,3	115,11	151,72	209,56	341,44	495
1,4	123,96	163,39	225,68	367,70	533
1,5	132,82	175,06	241,80	393,97	571
1,7	141,67	186,73	257,92	420,23	609

*carga en toneladas

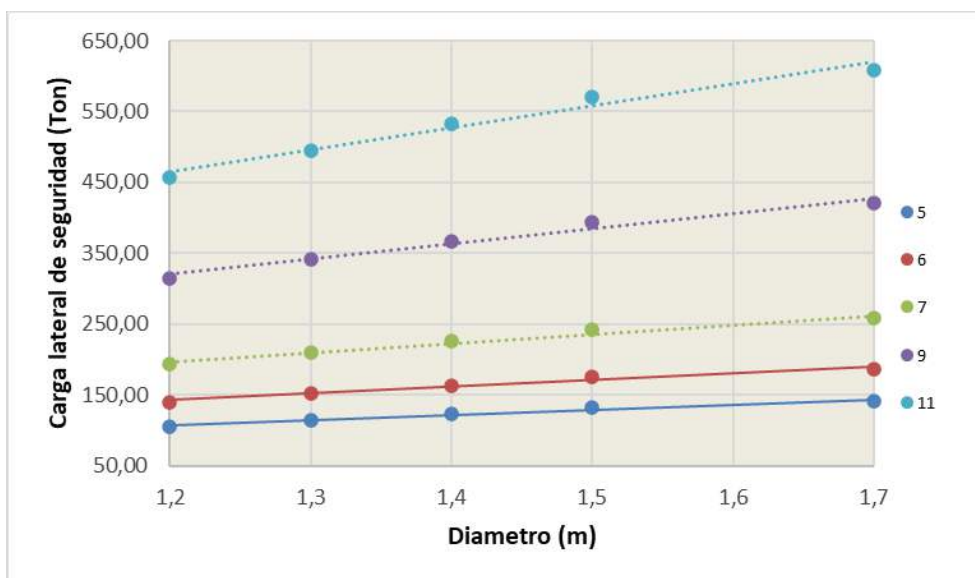


Imagen 81. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 36. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I (deposito)

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	106,25	140,04	178,02	266,50	408
1,3	115,11	151,72	192,85	288,71	442
1,4	123,96	163,39	207,69	310,92	475
1,5	132,82	175,06	222,52	333,13	509
1,7	141,67	186,73	237,36	355,33	543

*carga en toneladas

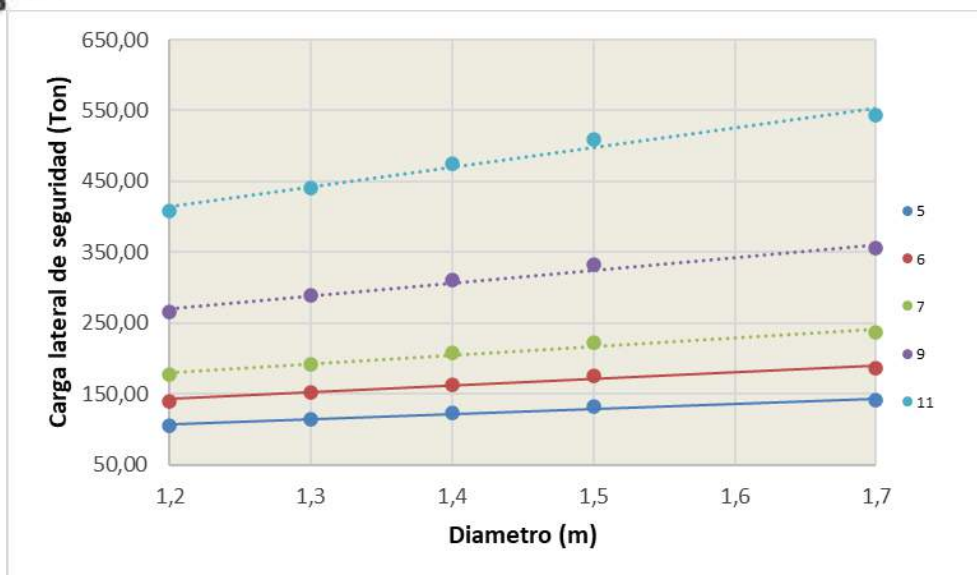


Imagen 82. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo I (deposito)

Tramo II

Tabla 37. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	95,74	298,51	508,77	951,98	1425
1,3	103,72	323,38	551,16	1031,31	1544
1,4	111,69	348,26	593,56	1110,64	1663
1,5	119,67	373,14	635,96	1189,97	1782
1,7	127,65	398,01	678,36	1269,30	1901

*carga en toneladas

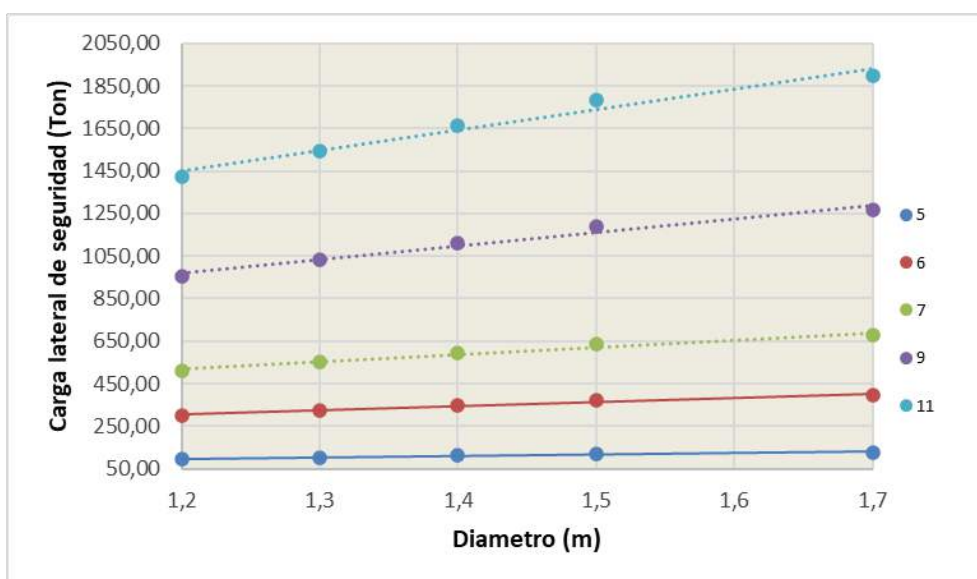


Imagen 83. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 38. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II (deposito)

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	95,74	124,90	157,41	600,31	1073
1,3	103,72	135,31	170,52	650,34	1163
1,4	111,69	145,72	183,64	700,37	1252
1,5	119,67	156,13	196,76	750,39	1342
1,7	127,65	166,54	209,87	800,42	1431

*carga en toneladas

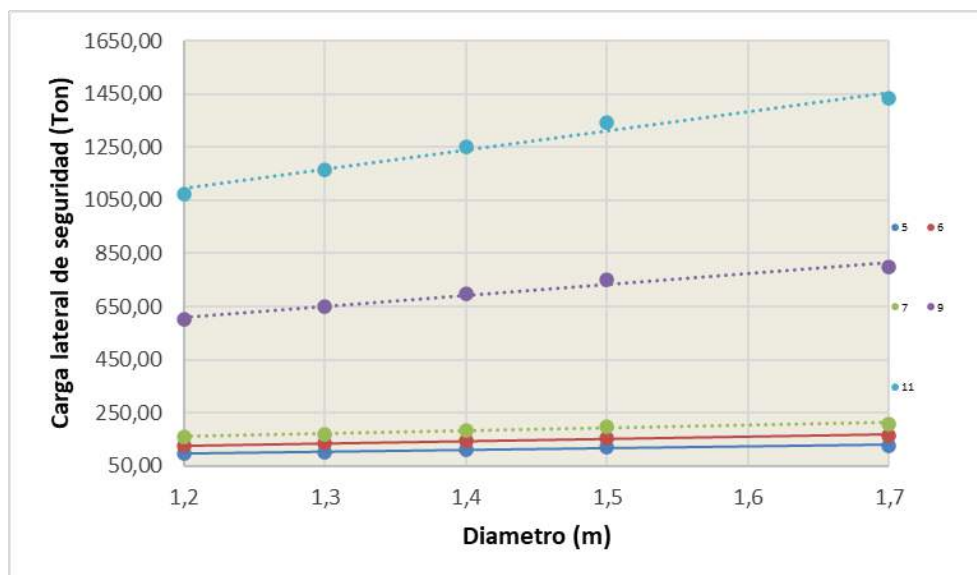


Imagen 84. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado. Tramo II (deposito)

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.

Tabla 39. Resistencia a la Tracción. Tramo I

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	32,48	40,49	52,10	77,12	104,57
1,3	36,41	45,34	58,16	85,76	115,98
1,4	40,53	50,41	64,48	94,73	127,81
1,5	44,84	55,71	71,06	104,04	140,05
1,6	49,34	61,23	77,91	113,69	152,70

* carga en toneladas

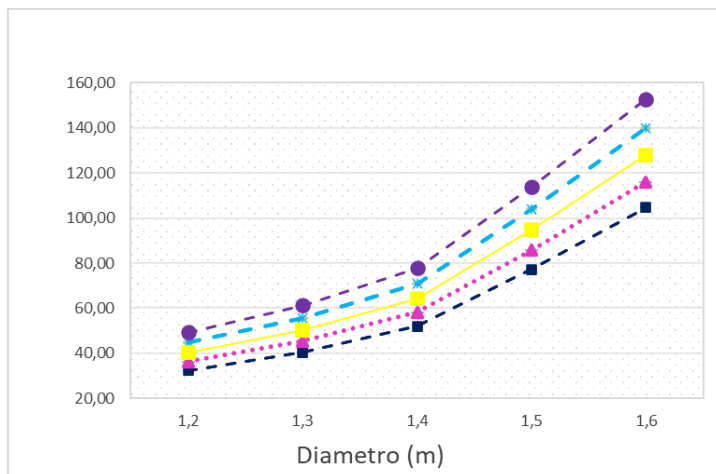


Imagen 85. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo I

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 40. Resistencia a la Tracción. Tramo I (deposito)

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	32,48	40,49	49,02	67,59	94,96
1,3	36,41	45,34	54,82	75,43	105,57
1,4	40,53	50,41	60,88	83,60	116,60
1,5	44,84	55,71	67,21	92,12	128,03
1,6	49,34	61,23	73,80	100,97	139,89

* carga en toneladas

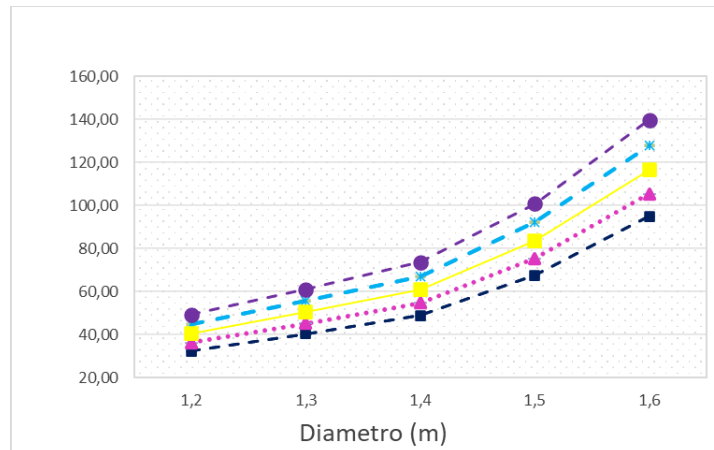


Imagen 86. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo I (depósito)

Tabla 41. Resistencia a la Tracción. Tramo II

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	30,88	51,54	73,02	118,48	167,25
1,3	34,67	57,30	80,82	130,56	183,89
1,4	38,66	63,29	88,89	142,97	200,94
1,5	42,84	69,51	97,21	155,73	218,40
1,6	47,20	75,96	105,81	168,83	236,28

* carga en toneladas

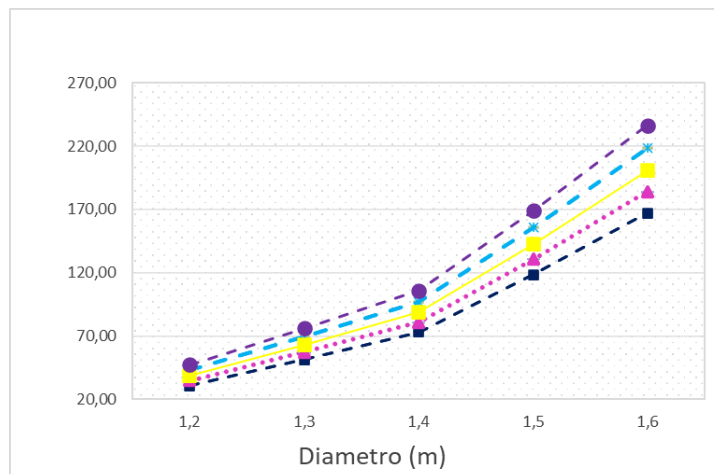


Imagen 87. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo II

En caso de encontrarse materiales de depósito de mayor espesor se evalúan las capacidades de los pilotes con base en las siguientes figuras:

Tabla 42. Resistencia a la Tracción. Tramo II (deposito)

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	6	7	9	11
1,2	32,48	40,49	49,02	67,59	94,96
1,3	36,41	45,34	54,82	75,43	105,57
1,4	40,53	50,41	60,88	83,60	116,60
1,5	44,84	55,71	67,21	92,12	128,03
1,6	49,34	61,23	73,80	100,97	139,89

* carga en toneladas

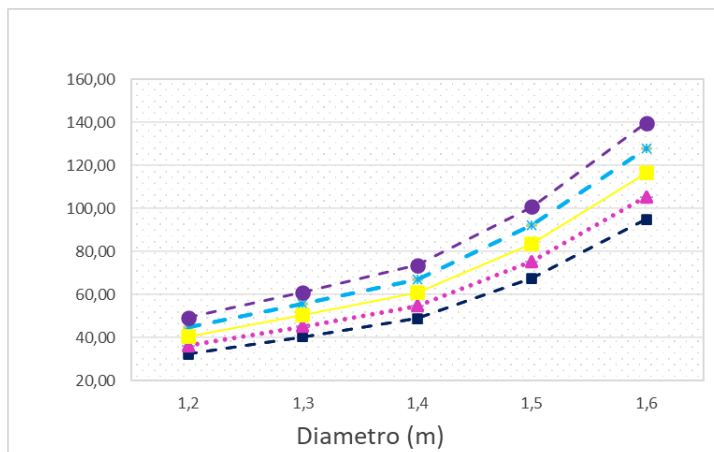


Imagen 88. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado. Tramo II (deposito)

6.6 DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN PARA EL TRAMO II (FALLA PLANAR GUALANDAY INFERIOR)

Con el fin de establecer las condiciones de estabilidad del talud rocoso se efectúa el cálculo del Factor de Seguridad para la cuña planar que puede presentarse dentro de la formación Gualanday. Para este efecto se ha considerado una pendiente promedio del talud de 76° , una altura del talud de 40m y un ángulo de buzamiento de la familia de diaclasas identificada con potencial de falla planar de 50° . Con base en lo anterior se obtuvo un FS de 1,07 considerando un material producto de la misma roca entre las diaclasas, es decir materiales franco arenosos (Hoek y Bray, 1981). De acuerdo con lo obtenido de los análisis de estabilidad de los taludes existentes en el Tramo II se hace necesario que se implementen obras de sostenimiento mediante pernos pasivos entre las abscisas K8+215 - K8+245. Para efectos de lo anterior, se ha definido un tamaño de bloque probable de falla con dimensiones de 1,0m de largo, 0,3m de espesor y 0,6m de ancho que al considerar un peso unitario promedio de $2,0 \text{ ton/m}^3$ se determina que el peso del bloque que se debe considerar es de 0,18 ton.

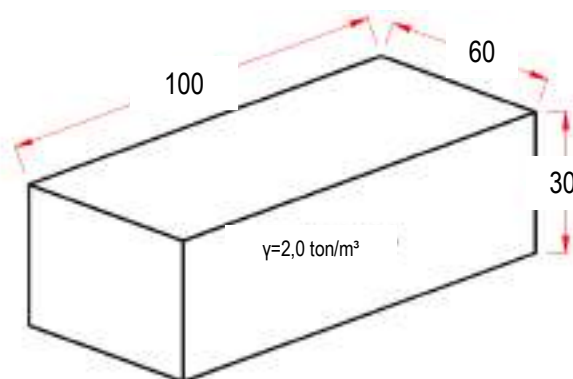


Figura 1. Esquema del bloque probable de falla.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

De acuerdo con lo anterior, teniendo en cuenta que los materiales que conforman el talud existente corresponden a rocas se recomienda la implementación de un sostenimiento mediante anclajes pasivos, que como se presenta en el numeral 4.8.1 no provocan un mecanismo de falla Planar.

De acuerdo con las dimensiones y disposición de los bloques se estima una sollicitación de carga de 1,2ton por metro cuadrado de talud, por tanto, al respecto de los anclajes pasivos si se selecciona una cuadrícula de disposición de anclajes distribuida mediante una separación horizontal y vertical de 3m se requiere que cada anclaje soporte 10,8ton.

$$\begin{aligned}
 A_b &= L * e & W_b &= L * e * B * \gamma_b & A_b &\Rightarrow W_b \\
 A_b &= 1,0 * 0,3 & W_b &= 1,0 * 0,3 * 0,6 * 2,0 & 1m^2 &\Rightarrow W_{m^2} \\
 A_b &= 0,3m^2 & W_b &= 0,36ton & W_{m^2} &= 1,2ton/m^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_h &= 3,0m \wedge S_v = 3,0m \\
 A_{af} &= 9,0m^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_a &= A_{af} * W_{m^2} \\
 W_a &= 9,0 * 1,2 \\
 W_a &= 10,8 ton
 \end{aligned}$$

En donde:

- A_b = Área expuesta del bloque de diseño (m^2)
- L = Largo del bloque de diseño (m)
- e = Espesor del bloque de diseño (m)
- B = Ancho del bloque de Diseño (m)
- γ_b = Peso Unitario del bloque de diseño (ton/m^3)
- W_b = Peso del bloque de diseño (ton)
- W_{m^2} = Peso por metro cuadrado (ton/m^2)
- S_h = Separación Horizontal (m)
- S_v = Separación Vertical (m)
- A_{af} = Área aferente (m^2)
- W_a = Peso aferente que deben soportar los anclajes (ton)

A continuación se presenta el diseño de los anclajes pasivos para el sostenimiento de los taludes. Para las obras de sostenimiento se requieren anclajes de 5,0m de longitud con separaciones verticales y horizontales de 3,0m. Es necesario incluir una malla de sostenimiento con una resistencia de 15ton/m ($W_a \cdot 1.5$)

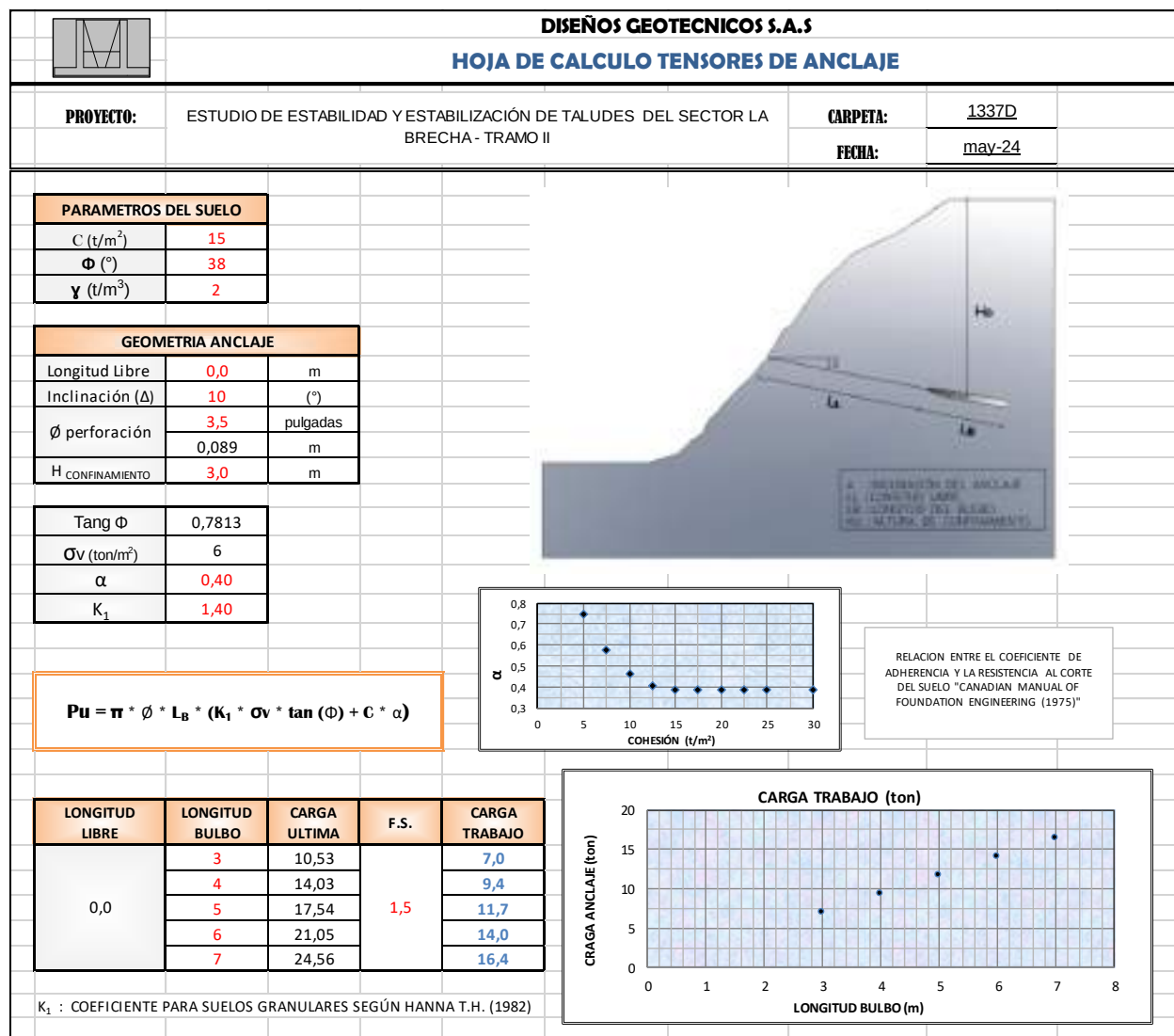


Figura 2. Cálculo de anclajes pasivos.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

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.

Es de resaltar que a pesar de ser un movimiento la condición de empuje activa considerada para el diseño del muro de contención es una condición que en sí misma es desfavorable, toda vez que cualquier condición de empuje sobre el muro de contención va a generar un desplazamiento de la estructura, y por ende una condición de caso activo que es lo que se recomienda. Pensar que se tiene una condición mayor a la activa no se considera pertinente puesto que la estructura en sí misma (por más rígida que sea) va a tender a presentar una serie de deformaciones tal y como se presenta en el diseño estructural. Lo anterior implica que, por cuanto hay un movimiento, no es una presión de tierras en reposo. Además, en tanto que el muro es cargado por el material movilizado, tampoco sería posible tener una condición pasiva. En ese sentido se considera viable y válida la información consignada en el documento en donde las recomendaciones de empuje debe hacerse para una condición activa. De igual manera se ha comparado la pendiente media de las superficies de falla en el sector donde se ubica cada muro se encuentra cercana a los 50° dentro del rango de ocurrencia de la falla activa teórica ($45+\phi/2$) y por tanto se considera válida para su implementación

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

Tabla 43. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe

DATOS		
Aceleración A_a	0,25	CCF-14
Peso unitario del material de Relleno	2	t/m ³
Angulo de fricción interna	30	(°)
Sobrecarga tránsito vehicular (H.5.1.2 — Estados Limite de Falla-NSR-10)	1,5	t/m ²
Coeficiente de presión activa (K_a)		
$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$		
$K_a =$	0.333	
Coeficiente de presión en reposo (K_o):		
$K_o = (1 + \sin \phi)$		
$K_o =$	0.5	
CALCULO DE MONONOBE OKABE		
A_a	0,25	
A_v	0	
ϕ	30	
δ	20	
ψ	-	
DA	2,262684636	
K_a (mononobe okabe)	0,5082	
K_o	0,5000	
K_a	0,3333	

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

6.8 CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE CARTILLA

El análisis de resistencia se realizó mediante la ecuación general de capacidad portante. Los factores de capacidad portante y los factores de corrección por forma, profundidad de cimentación, nivel freático, excentricidad e inclinación de la carga, fueron establecidos mediante las propuestas de Meyerhoff (1963), Hansen y Vesic (1970) y Chen (1975), y su elección se basó en las conclusiones del trabajo “Factores de Capacidad Portante Para Cimientos Superficiales”

(J.M. Álvarez, 1994), cuyos resultados fueron integrados mediante el programa de computador Cport.jmal con el cual fueron efectuados los análisis del presente estudio.

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

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

Donde:

F.S.= factor de seguridad=3

q = sobrecarga de tierras a la profundidad de cimentación

c = cohesión del estrato de cimentación

Nc, Nq, N_γ = factores de capacidad de carga

s_q, s_c, s_γ = factores de influencia para tener en cuenta la forma en planta de la cimentación.

d_q, d_c, d_γ = factores de influencia para tener en cuenta la profundidad del plano de apoyo de la zapata.

Con el fin de considerar la incidencia de la geometría de la fundación y la profundidad de desplante se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en el cual se contemplaron diferentes dimensiones de cimiento y relaciones ancho / largo (B/L). Las dimensiones y profundidad de desplante de los muros fue establecido con base en los análisis efectuados en la memoria de los muros cartilla para el Tramo I y II, con los parámetros de resistencia del depósito la capacidad portante de diseño de los muros es mayor, por tanto, debe incluirse un mejoramiento del material con rajón con un espesor de 40cm. Para el caso de la cimentación en roca el valor de la capacidad portante del suelo es mayor que la definida para el diseño de los Muros de Cartilla (14,3ton/m²). Para el cálculo del ángulo de fricción equivalente del suelo mejorado con rajón se considera que el rajón tiene un ángulo de fricción de 45° y al ponderar los parámetros del suelo existente hasta una profundidad de 2,5m (B) se obtiene un ángulo de fricción equivalente de 22°.

$$\varphi_{eq} = \frac{\varphi_{raj} * 0,4 + \varphi_{dep} * 2.1}{B} = 22^\circ$$

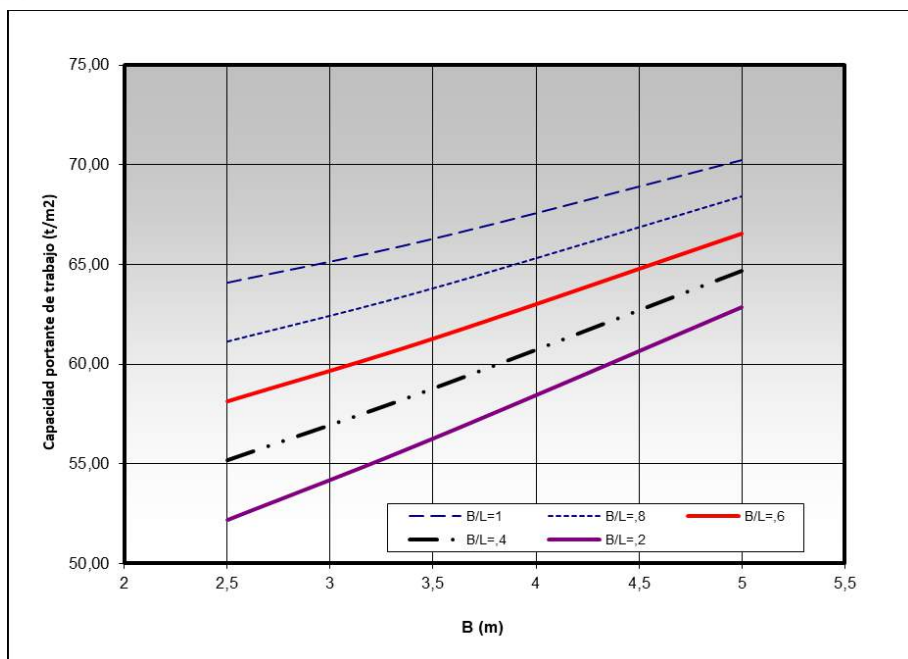


Figura 3. Capacidad portante de seguridad de muros apoyados directamente Sobre Arcillolita (Tramo I)
 Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

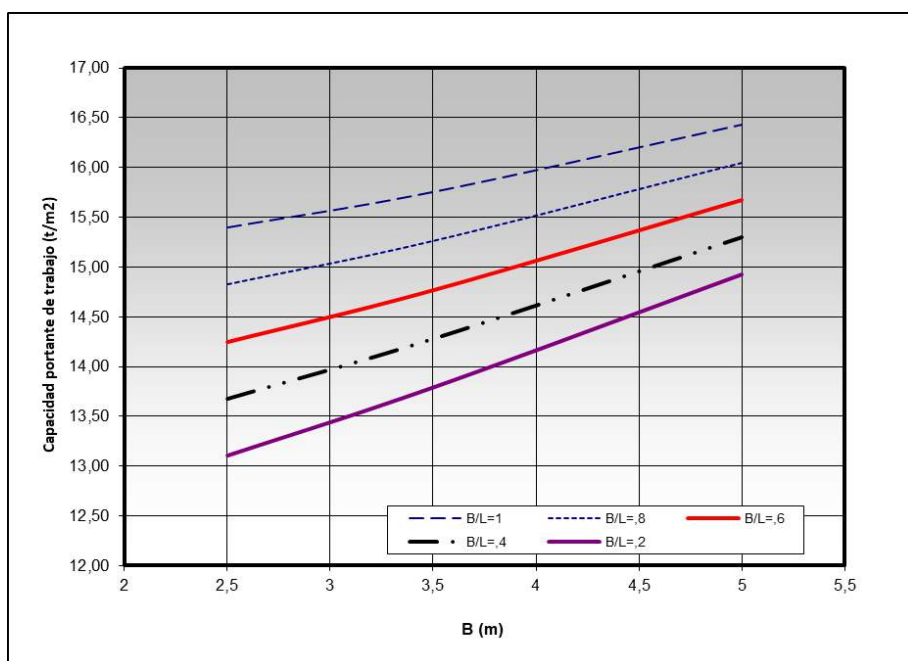


Figura 4. Capacidad portante de seguridad de muros apoyados directamente Sobre Depósito (Tramo II)
 Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

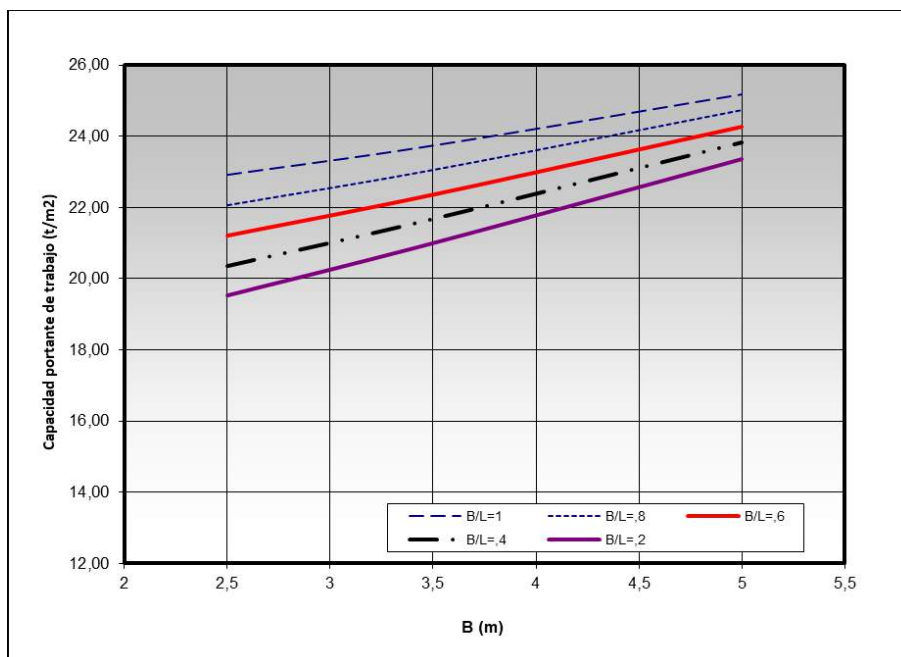


Figura 5. Capacidad portante de seguridad de muros apoyados directamente Sobre Rajón (Tramo II)
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

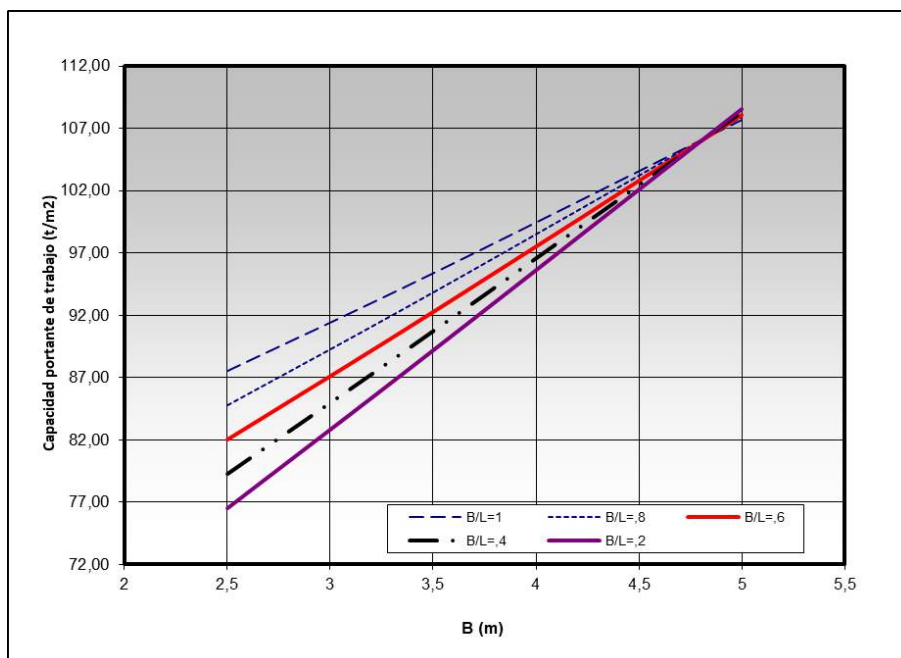


Figura 6. Capacidad portante de seguridad de muros apoyados directamente Sobre Roca (Tramo II)
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S



Bogotá, 06 de abril de 2016

Señoras:

ING. PEDRO JOSÉ MORA GRANDAS
Gerente Regional Tolima

Ref. Contrato 1593 de 2016

Asunto: CARTILLA MUROS DE 3.00 m, 3.50 m, 4.00 m Y 5.00 m.

Cordial Saludo,

En el presente proyecto realizado tiene como objetivo principal el diseño estructural de la cartilla de muros en voladizo para la vía Ataco - Planadas.

La cartilla corresponde a muros de alturas desde 3.00 m a 5.00 m, con los siguientes parámetros geotécnicos:

Angulo de Fricción Interna	28	grados
Peso Unitario del Relleno Material Mejorado	1,80	t/m ³
Capacidad Portante del Suelo (Estudio de Suelos):	14,3	ton/m ²
Sobrecarga	1,08	ton/m ²
Ka	0,36	
Kp	2,77	

Figura 7. Parámetros de Entrada para el diseño estructural de los muros de la cartilla

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Complementariamente se evalúa la estabilidad local de la estructura de contención a partir de la definición del factor de Seguridad al Volcamiento y Deslizamiento en condiciones estáticas y de sismo. De acuerdo con la normatividad vigente los Factores de Seguridad mínimos se presentan en la siguiente Tabla. Es de resaltar que ante la verificación presentada en la Figura 8 el muro cumple las condiciones de estabilidad requeridas, no obstante es un predimensionamiento las verificaciones finales intrínsecas de la estructura se consignarán en la memoria estructural.

Tabla 44. Factores de Seguridad indirectos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Sismo estático
Deslizamiento	1,00	1,00	Diseño	1,05
Volcamiento: el que resulte más crítico de: Momento Resistente/ Momento Actuante	$\geq 3,00$	$\geq 3,00$	Diseño	$\geq 2,00$
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad portante	Igual a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad intrínseca materiales téreos (reforzados o no)	Igual a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Largo duración (> 6 meses)	1,20	1,50	Diseño	1,05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1,20	1,30	50% de Diseño	1,00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2,5H)	1,20	1,50	Diseño	1,05

CHEQUEO DE ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN											
PROYECTO: MURO BOLSILLO LA BRECHA					FECHA: 31/05/2024						
											
INGRESO DE GEOMETRÍA											
H	a	b	c	d	e	f	beta	B			
3,1	0,6	0,3	0	1,5	0,4	0,6	0	2,5			
MATERIALES DE RELLENO					PARAMETROS SISMICOS						
Gama (t/m3)				2	Alfa (o)			88,2			
Fi (o)				30	Aceleracion H			0,25			
Cohesión(t/m2)				0	Aceleración V			0			
Delta (o)				20							
EXISTENCIA DE SOBRE CARGA											
Altura equival. de relleno				0,7							
OTROS DATOS											
Nivel freático				10							
CARGAS VERTICALES											
Peso de la estructura						14,6		ton			
Punto de aplicación						1,5		m			
Esfuerzo medio en cimentación						5,8		t/m2			
EVALUACION DE CARGAS Y MOMENTOS											
Area	Fuerza	Brazo	Momento								
1	2,2	0,8	1,7								
2	0,4	0,9	0,3								
3	2,4	1,3	3,0								
4	0,3	1,0	0,3								
5	9,3	1,8	16,3								
TOTAL	14,6										
FUERZA ACTIVA FUERZA PASIVA FUERZA DINAMIA											
Magnitud		5,6		Magnitud		3,6		Magnitud		7,5	
Pto Aplicación		1,4		Pto Aplicación		0,4		Pto Aplicación		1,3	
FACTORES DE SEGURIDAD RESULTANTES											
CONDICIÓN ESTÁTICA											
Factor de seguridad al deslizamiento								1,6			
Factor de seguridad al volcamiento								3,0			
CONDICIÓN DINÁMICA											
Factor de seguridad al deslizamiento								1,2			
Factor de seguridad al volcamiento								2,4			

Nota: Todas las medidas estan en metros y las fuerzas en toneladas

Figura 8. Verificación de la estabilidad del muro al Deslizamiento y Volcamiento

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

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

- **Tramo I (K7+700 – K8+200)**

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio entre 5,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas, arenas y bloques en matriz limo arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a densa en los granulares y de consistencia media a muy firme en la matriz. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 6 y 36 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato. Es importante mencionar que si bien en el tramo de estudio se identifican espesores mayores de depósito, se identifica que los materiales de menor resistencia se encuentran solo hasta los primeros 3m.

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (10m), se reporta la existencia arcillolitas de color café con vetas grises y rojizas, pertenecientes a la formación Guaduas (Tkg), fracturadas. Exhiben valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.

- **Tramo II (K8+200 y K8+670)**

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio entre 4,0m, se detecta la presencia de un depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas, arenas y bloques en matriz limo arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad media a densa en los granulares y de consistencia muy firme a dura en la matriz. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 17 y 50 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (20m), se reporta la existencia una arenisca de color gris, pertenecientes a la formación Gualanday inferior (Tmgm), fracturadas. Exhiben valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato

Estructuras de contención proyectadas:

SE RESALTA QUE LA LOCALIZACIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN SE HA EFECTUADO CON EL FIN DE ESTABLECER UN ANCHO DE BANCA SUFICIENTE PARA LA SECCIÓN VIAL DEFINIDA O AISLANDO LA BANCA DE LA VÍA DE PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA QUE SE PUEDAN PRESENTAR A LO LARGO DEL TRAMO DE ESTUDIO. POR LO ANTERIOR SE RESALTA QUE SI BIEN ES CIERTO EN ALGUNAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL TRAMO II DA LA IMPRESIÓN QUE EL MURO QUEDA ENTERRADO ES SIMPLEMENTE POR QUE SE ESTÁ MIRANDO UNA SECCIÓN DE CIERRE, QUE SE HACE NECESARIA PARA EVITAR QUE EL PROCESO SIGA AVANZANDO O QUE SE GENERE UN PROCESO INCIPIENTE EN LOS EXTREMOS DONDE SE

REQUIERA GARANTIZAR EL ANCHO DE CALZADA (VER MÓDULOS 1, 6, 7 Y 13 DEL TRAMO K8+025 A K8+425). POR SU PARTE PARA EL TRAMO I SE EVIDENCIA EL MISMO FENÓMENO, NO OBSTANTE, EN ESE SECTOR EL MURO CONFINA LATERALMENTE LA VÍA ANTE EL AVANCE REMONTANTE DEL PROCESO DE INESTABILIDAD, QUE EN CUANTO PROGRESE LLEGARÍA A LA BANCA DE LA VÍA, NO OBSTANTE AL TENER EL MURO ESTE GARANTIZA LA ESTABILIDAD DE LA VÍA A PESAR DEL MOVIMIENTO DE LOS MATERIALES DEL TALUD EXTERNO (VER NUMERALES 6.2 Y 6.3).

NO OBSTANTE LO ANTERIOR, SE RECOMIENDA EFECTUAR UN REPLANTEO DE LAS ESTRUCTURAS EN CAMPO, CON EL FIN DE EVALUAR DE PRIMERA LA PERTINENCIA EN LA UBICACIÓN DE LAS MISMAS. EN CASO DE ENCONTRARSE CON CONDICIONES PARTICULARMENTE DIFERENTES QUE IMPLIQUEN LA REUBICACIÓN O CAMBIOS SUBSTANCIALES EN LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS SE DEBE CONSULTAR AL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA DE LA CONSULTORÍA Y LA INTERVENTORÍA ANTES DE HACER CUALQUIER TIPO DE AJUSTE.

- **Tramo I**

En el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado directamente como confinamiento lateral de la banca y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 30m. Ésta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+730 a K7+760. El muro contará con alturas variables entre 3,85m y 4,0m incluida la zarpa.

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 y de 11m (para los módulos del 12 al 14), el muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 100m. Ésta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+760 a K7+830. El muro contará con alturas variables entre 3,3m y 3,5m incluida la zarpa.

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 y de 11m (para los módulos del 1 al 5), el muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 30m. Ésta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+850 a K7+880. El muro contará con alturas variables entre 3,35m y 3,45m incluida la zarpa.

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 y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 70m. Ésta solución se implantará en cercanías a las abscisas K7+905 a K7+955. El muro contará con alturas variables entre 3,3m y 3,5m incluida la zarpa.

En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m. Los muros tendrán una altura de 3.5m. Ésta solución se implantará en una longitud aproximada de 50m, entre las abscisas K8+010 a K8+060.

- Tramo II

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 y se implantará sobre el borde externo de la vía en una longitud aproximada de 30m. Éste contará con altura de 3.5m para los módulos 1 y 2, y una altura de 4m para los módulos 3 y 4. Ésta solución se implantará entre las abscisas K8+210 a K8+240.

En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m. Los muros tendrán una altura de 3.5m. Ésta solución se implantará en una longitud aproximada de 45m, entre las abscisas K8+260 a K8+305.

En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m para los módulos del 1 al 2 y del 8 al 13, y con una longitud de 11m para los módulos del 3 al 7. Para caisson con longitud de 5m la altura del muro será de 3.5m; para caisson con longitud de 11m, la altura del muro será de 5m. Ésta solución se implantará en una longitud aproximada de 100m, entre las abscisas K8+320 a K8+420.

En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 5m, y una longitud de 8m para los módulos del 12 al 15. Para caisson con longitud de 5m, la altura del muro será de 3.5m; para caisson con longitud de 8m, la altura del muro será de 4m. Ésta solución se implantará en una longitud aproximada de 115m, entre las abscisas K8+440 a K8+555.

En el borde externo de la vía se plantea la construcción de muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 8m. Los muros tendrán una altura de 3.5m. Ésta solución se implantará entre las abscisas K8+578 a K8+602.

En el talud interno se requiere la implementación obras de sostenimiento mediante pernos pasivos y malla triple torsión entre las abscisas K8+215 - K8+245. Los pernos tienen una longitud de 5,0m y requieren una separación vertical de 3,0m.

Con el fin de atender los flujos de detritos provenientes del talud interno se deben implementar muros tipo en concreto con una altura de 3,5m para ser utilizados como estructuras “Bolsillo” en cuatro sectores definidos por las siguientes abscisas:

- K8+270 – K8+290
- K8+295 – K8+315
- K8+425 – K8+450
- K8+470 – K8+505

Es importante mencionar que, adicional a las obras de contención, el nivel freático deberá ser abatido mediante una línea de drenes subhorizontales en el talud interno, los cuales contarán con una longitud de 20m, inclinados 5 grados

y separados 10m en la horizontal. Adicionalmente se deberán implementar obras de manejo hidráulico longitudinal y transversal tal y como lo especifica el estudio de hidrología e hidráulica efectuado para este sector.

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 se debe seguir los siguientes pasos:

1. Se deberá realizar un control inicial de aguas superficiales, antes de efectuar los cortes temporales para la implantación de las estructuras propuestas. No obstante, estas obras obedecen a encausamientos temporales, protecciones y demás previsiones que se puedan tener en obra para evitar la afluencia y acumulación de agua en las zonas de trabajo.
2. Excavación temporal hasta el nivel de la zarpa o la viga de amarre de los caisson. Se ha contemplado como profundidad máxima de corte y excavación 3,50m con inclinaciones de 45° (1H: 1V). Se debe garantizar que el tránsito vehicular circule a 2m del borde de la excavación.
3. Construcción de los caisson hasta la profundidad definida en los planos constructivos según cada caso.
4. Construcción de la zarpa.
5. Construcción del vástago.
6. Construcción de los filtros al espaldar del muro.
7. efectuar los Rellenos y reconformación de los taludes y superficies.
8. Es necesaria la implementación de drenes sub horizontales en todos los muros del tramo I, con longitudes de 20m y separados 10m. Estos elementos deben construirse en la base del vástago del muro, se debe permitir el pase a través de la estructura de contención desde la etapa de armado y fundida.
9. Implementación de obras de drenaje definitivas, en donde se debe incluir la captación de las aguas del talud superior y la conducción y protección de los descoles que entregan las aguas al talud externo.

En cuanto a los análisis de estabilidad

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

Los factores de seguridad con obras en condición estática arrojan valores superiores a 1,5 y en condición pseudoestática mayor que 1,05, los cuales cumplen con la normatividad vigente y demuestran que las obras propuestas son las adecuadas.

De acuerdo a los análisis de estabilidad para la ejecución de cortes temporales, las pendientes de corte serán 0.25H:1V, a excepción de los tramos K8+320-K8+420 y K8+440-K8+555, en donde se deberá conservar una pendiente 1:1.

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

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

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

Para el Tramo II es de resaltar que debido a la ampliación de la banca se estima que se van a retirar la totalidad de los depósitos que puedan existir allí, en caso que luego del corte previsto permanezcan depósitos adicionales se recomienda que estos sean retirados.

Para el tramo II, el recubrimiento de los taludes es fundamental y se debe realizar inmediatamente se conforma los taludes de corte, pues esta actividad garantiza la estabilidad del terreno minimizando la aparición de procesos de erosión. Para efectos de lo anterior se debe implementar la instalación de pernos pasivos con separaciones horizontal y vertical de 3,0m y longitud de 6m que sostengan una malla triple torsión con resistencia de 3,2 ton.

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