

Análisis de Estabilización de Talud de Corte ubicado en el PR14+855 de la Vía
Barrancabermeja – La Lizama.

Julián Andrés Chacón Vidal

Trabajo de grado para optar al título de Magister en Geotecnia

Director

Julián Mauricio Contreras Castellanos

Magíster en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Geotecnia

Bucaramanga

2020

Agradecimientos

A Dios por guiarme en todo momento, a mis Padres por ofrecerme el amor, dedicación y sacrificio para formar la persona que soy, a mi esposa e hijos por la paciencia y apoyo incondicional, y a toda mi familia por estar siempre ahí, unidos ante cualquier situación.

Agradecer a todos los profesionales, profesores y compañeros que compartieron conmigo sus conocimientos en esta etapa de formación.

Al Consorcio BBY por haberme brindado el espacio para poder llevar acabo mis estudios y, a todas las personas que lo integran, las cuales de una u otra forma contribuyeron al cumplimiento de este objetivo.

Contenido

Introducción	15
1. Generalidades.....	18
1.1. Localización.....	18
1.2 Objetivo.....	19
1.2.1 Objetivo General	19
1.2.2 Objetivos Específicos.....	19
2. Antecedentes	20
2.1. Información geotécnica.....	27
6.1 Campaña geotécnica estructuración del contrato de concesión.	27
2.1.2 Campaña geotécnica realizada por el constructor de las obras.....	34
2.1.3 Análisis de los resultados obtenidos de las campañas geotécnicas.....	48
2.1.3.1 Metodología empleada para el análisis de los resultados.	49
2.1.3.2 Unidades geotécnicas (U.G) definidas en el trayecto vial, UF2.	50
3. Geología Regional	55
3.1 Estratigrafía y Tectónica	56
3.2 Geomorfología	59
3.3 Litología.....	59
4. Marco Teórico.....	60
4.1 Equilibrio Límite.....	60
4.2 Análisis de Estabilidad Mediante Método de Elementos Finitos (Mef)	67
4.3 Factores de Seguridad Para el Diseño.....	68
5. Análisis sísmico de la zona en estudio.....	68
5.1 Incidencia por Sismos	74

6. Definición de parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad.	75
6.1 Nivel Freático.....	78
6.2 Retroanálisis para la definición de los parámetros geotécnicos de diseño	80
7. Análisis de estabilidad del talud y alternativas de estabilización.	86
7.1 Evaluación de la estabilidad de talud al modificarse su pendiente.	87
7.2 Características del tipo de anclaje a emplear	88
7.2.1 Propiedades de los materiales a emplear para los anclajes.	89
7.2.2 Capacidad de arrancamiento de los anclajes.....	89
7.3 Alternativa 1. estabilización con anclajes e instalación de concreto lanzado de protección. .	92
7.3.1 Alternativa No1. estabilización con anclajes, instalación de concreto lanzado de protección y drenes horizontales.....	96
7.4 Alternativa No.2. estabilización con anclajes e instalación de hidrosiembra para protección contra la erosión.....	100
7.5 Elección Alternativa de Estabilización	105
7.5.1 Análisis de deformaciones y determinación de factor de seguridad mediante PLAXIS 2D.	106
7.5.2 Determinación del coeficiente de balasto horizontal Kh.	111
7.5.3 Calculo del diámetro de la tubería para drenes horizontales.	112
8. Presupuesto de obra	113
9. Conclusiones	114
10. Recomendaciones	117
Referencias.....	118
Apéndices.....	120

Lista de Tablas

Tabla 1. Resumen sondeos campaña de estructuración del contrato de concesión.	28
Tabla 2. Resumen apiques campaña de estructuración del contrato de concesión.	33
Tabla 3. Resumen de Sondeos realizados en campaña geotécnica RDC.....	35
Tabla 4. Resumen de Apiques realizados en campaña geotécnica RDC.....	37
Tabla 5. Resumen de Penetraciones Dinámicas DPSH, realizados en campaña geotécnica RDC	44
Tabla 6. Resumen de Penetraciones Estáticas o Piezoconos (CPTU), realizados en campaña geotécnica RDC.....	45
Tabla 7. Resumen Perfiles Sísmicos de refracción, realizados en campaña geotécnica RDC	46
Tabla 8. Resumen Perfiles Sísmica Pasiva (REMI), realizados en campaña geotécnica RDC	47
Tabla 9. Parámetros de cálculo considerados por el constructor para la Unidad geotécnica SR-W5(g).....	52
Tabla 10. Parámetros de cálculo considerados por el constructor para la Unidad geotécnica W4.54	
Tabla 11. Parámetros geotécnicos de diseño definidos por el contratista.....	54
Tabla 12. Métodos de análisis de estabilidad de taludes	61
Tabla 13. Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos	68
Tabla 14. Resultados ensayo (ReMi) - UF2.....	71
Tabla 15. Clasificación de los perfiles de suelo.....	72
Tabla 16. Valores del Coeficiente Fa para la zona de periodos cortos del espectro.....	73
Tabla 17. Valores de KST/amax Mínimos para Análisis Seudoestático de taludes.	73
Tabla 18. Reporte de búsqueda, sismos presentados en el departamento de Santander, periodo 20 al 31 de mayo de 2019.....	74
Tabla 19. Sismos presentados en el departamento de Santander, periodo 20 al 31 de mayo de 2019, con magnitudes superiores a 3.....	75
Tabla 20. Determinación de los valores de N para aplicar correlaciones.....	76
Tabla 21. Determinación de valores de Cu mediante correlaciones con SPT	77
Tabla 22. Determinación de valores de ϕ mediante correlaciones con SPT.....	78
Tabla 23. Tamaño de poros y conductividad hidráulica (Lee, 1996)	79
Tabla 24. Coeficientes de Permeabilidad.....	80
Tabla 25. Coeficientes de Permeabilidad a emplear para el análisis de estabilidad	80

Tabla 26.Valores asignados a C y ϕ para el análisis de sensibilidad, primer análisis.	84
Tabla 27.Parámetros geotécnicos definidos para análisis de estabilidad y diseño de las obras de estabilización.	86
Tabla 28.Propiedades Barras GEWI a emplear en los anclajes.	88
Tabla 29.Esfuerzos de adherencia unitario último para anclajes en suelos cohesivos	90
Tabla 30.Factores de resistencia	91
Tabla 31.Chequeo de factores de seguridad, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes) – Condición Estática.....	94
Tabla 32.Chequeo de factores de seguridad, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes) – Condición Seudoestática	96
Tabla 33.Comparativo factores de seguridad, Condición Estática, Alternativa No.1, con y sin drenes horizontales.	98
Tabla 34.Comparativo factores de seguridad, Condición Seudoestática, Alternativa No.1, con y sin drenes horizontales.	99
Tabla 35.Comparativos factores de seguridad, Condición Estática, Alternativa No.2, variando el número de anclajes.	101
Tabla 36.Comparativos factores de seguridad, Condición Seudoestática, Alternativa No.2, variando el número de anclajes	101
Tabla 37.Comparativo factores de seguridad, Condición Estática, Alternativa No.2, considerándose 2 y 3 líneas de anclajes, con y sin drenes.	102
Tabla 38.Comparativos factores de seguridad, Condición Seudoestática, Alternativa No.2, considerándose 2 y 3 líneas de anclajes, con y sin drenes.	102
Tabla 39.Determinación Coeficientes de Balasto Horizontal “Kh”.	112
Tabla 40.Presupuesto de Obra Alternativa Escogida.....	114

Lista de Figuras

Figura 1.	Interferencias de redes en sector de análisis.	16
Figura 2.	Localización talud de análisis. (Fuente: Google Maps).....	19
Figura 3.	Tratamiento propuesto para estabilización talud PK14+830 – PK14+875, UF4. (Fuente: Nota técnica solución inestabilidad desmonte 9, Ruta del Cacao).	22
Figura 4.	Condición del talud en estudio una vez culminado el tratamiento propuesto por el constructor.....	23
Figura 5.	Inestabilidad presentada en el talud del PK14+810 – P14+830. (Extremo de inicio talud tratado).	24
Figura 6.	Inestabilidad presentada en el talud del PK14+810 – P14+830. (Extremo de inicio talud tratado).	24
Figura 7.	Inestabilidad presentada en el talud del PK14+888 – P14+905. (Extremo final talud tratado).	24
Figura 8.	Inestabilidad presentada en el talud del PK14+888 – P14+905. (Extremo final talud tratado).	24
Figura 9.	Tratamiento propuesto para estabilización del sector donde se presentaron procesos de socavación y erosión. (Fuente: Nota técnica solución inestabilidad desmonte 9, Ruta del Cacao).	25
Figura 10.	Construcción muro en gaviones, talud PK14+780 – P14+830.	26
Figura 11.	Construcción muro en gaviones, talud PK14+780 – P14+830.	26
Figura 12.	Construcción muro en gaviones, talud PK14+888 – P14+910.	26
Figura 13.	Construcción muro en gaviones, talud PK14+888 – P14+910.	26
Figura 14.	Tratamiento talud superior con anclajes - sector muro en gaviones PK14+790 – P14+830.	27
Figura 15.	Tratamiento talud superior con anclajes - sector muro en gaviones PK14+790 – P14+830.	27
Figura 16.	Localización de la cuenca Valle del Magdalena Medio. (Fuente: Compilación de la cuenca del valle medio del Magdalena, servio geológico COLOMBIANO (Barrero, Pardo, Vargas, & Martínez, 2007))......	55

Figura 17. Diagrama Wheeler de la estratigrafía regional de las cuencas: Cordillera Oriental, Llanos y VMM. (Fuente: Compilación de la cuenca del valle medio del Magdalena, servicio geológico colombiano. Tomado de Etayo, 1985-1994; GEOTEC 1992-2000; Cooper, 1995; Gómez, 2001; Sarmiento- Rojas, 2001 y Mora et al., 2010 (Citado por Sarmiento, 2011)).....	56
Figura 18. Columna Estratigráfica Cuenca Valle Medio del Magdalena. (Fuente: Mapa geológico generalizado departamento de Santander –memoria explicativa 2001 - INGEOMINAS).	57
Figura 19. Plano Geológico sector en estudio (Fuente: Volumen III. estudio de geología para ingeniería - UF 2, Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.)	58
Figura 20. Convenciones unidades litoestratigráficas. (Fuente: Volumen III. estudio de geología para ingeniería - UF 2, Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.)	59
Figura 21. Ecuación 1. Expresión para el cálculo de Factor de seguridad, Método de Bishop Simplificado. (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998).....	63
Figura 22. Esquema de fuerza sobre dovela – Método Bishop simplificado (Duncan y Wrigth, 2005)	63
Figura 23. Esquema superficie de falla y fuerza sobre dovela – Método Jambú simplificado (fuente: Presentación “Análisis de Estabilidad de Taludes”, Jaime Suarez Díaz).....	64
Figura 24. Ecuación 2. Expresión para el cálculo de Factor de seguridad, Método de Jambú Simplificado. (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998).....	64
Figura 25. Diagrama para determinar el factor de corrección f_0 (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998)	65
Figura 26. Paralelismo de la fuerza entre dovelas – Método Spencer (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998).	65
Figura 27. Fuerzas que actúan sobre dovela – Método Spencer (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998).	66
Figura 28. Zonas de Amenaza Sísmica (Fuente: Imagen recortada de la fig. A.2.3-1 de la NSR-10)	69
Figura 29. Mapa de valores de A_a (Fuente: Figura A.2.3-2 de la NSR-10).....	70

Figura 30. Sondeo realizado en el sector en estudio. (Fuente: Sondeo UF2-S45 , Ferrovial) ..	75
Figura 31. Sección de falla K14+820.....	81
Figura 32. Modelación en SLIDE, sección de falla K14+820.	81
Figura 33. Modelación Steady State FEA, Flujo de agua en el talud – Presión de poros – Sección PK14+820	82
Figura 34. Flujo de agua a través del talud con la presencia del concreto lanzado. Sin considerarse drenajes horizontales.....	83
Figura 35. Factor de seguridad obtenido en el plano de falla con variación de los parámetros de resistencia en el análisis de sensibilidad.	84
Figura 36. Sección de falla K14+890, para corroboración de los parámetros de resistencia adoptados.	85
Figura 37. Modelación en SLIDE, sección de falla K14+890.	85
Figura 38. Factor de seguridad obtenido en el plano de falla, considerando flujo de agua en el talud – Presión de poros – Sección PK14+820.....	86
Figura 39. Planteamiento de estabilización mediante la modificación de la pendiente del talud.	87
Figura 40. Superficies de falla ($F. S \leq 1,5$) obtenidas para el planteamiento de modificación de la pendiente del talud	87
Figura 41. Ecuación 3. Capacidad contra el arrancamiento de los anclajes.....	89
Figura 42. Análisis de estabilidad en SLIDE – Steady State FEA, Alternativa 1 (con cuatro (4) filas de anclajes).....	93
Figura 43. Modelo en SLIDE – Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes).....	93
Figura 44. Análisis Estático en SLIDE – Método Steady State FEA, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes).....	94
Figura 45. Análisis Seudoestático en SLIDE – Método Steady State FEA, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes)	95
Figura 46. Presión de poros Método Steady State FEA, Análisis Seudoestático en SLIDE – Alternativa No.1 (con cinco (5) filas de anclajes y drenes horizontales).	97
Figura 47. Factor de seguridad, Análisis Estático en SLIDE, Método Steady State FEA – Alternativa No.1 (con cinco (5) filas de anclajes y drenes horizontales).	97

Figura 48. Factor de seguridad, Análisis Seudoestático en SLIDE, Método Steady State FEA – Alternativa No.1 (con cinco (5) filas de anclajes y drenes horizontales).	98
Figura 49. Alternativa de Estabilización No.1. Modificación de la pendiente del talud, 5 filas de anclajes (Barras GEWI) e instalación de concreto lanzado de protección.	100
Figura 50. Alternativa de Estabilización No.2. Modificación de la pendiente del talud, 3 filas de anclajes (Barras GEWI) e hidrosiembra.	103
Figura 51. Modelación en SLIDE - Alternativa de Estabilización No.2. Modificación de la pendiente del talud, 3 filas de anclajes (Barras GEWI) e hidrosiembra.	104
Figura 52. Propiedades de los anclajes empleados (Barras GEWI)	104
Figura 53. Análisis en SLIDE, Método Steady State FEA – Alternativa de Estabilización No.2. Determinación de Presión poros y caudales en drenajes horizontales.	105
Figura 54. Modelación en PLAXIS 2D - Alternativa No.3. Estabilización mediante modificación de la pendiente del talud, implementación de cuatro filas de anclajes (Barras GEWI) e hidrosiembra.....	106
Figura 55. Modelación en PLAXIS 2D - Alternativa No.3 – Esquema de esfuerzos efectivos.	106
Figura 56. Modelación en PLAXIS 2D - Alternativa No.3 – Factor de Seguridad, fase de excavación y protección total – Phi/c Reduction.	107
Figura 57. Malla de deformación condición Inicial.	109
Figura 58. Desplazamientos totales Condición Inicial.	109
Figura 59. . Malla de deformación primera etapa de excavación.....	109
Figura 60. Desplazamientos totales primera etapa de excavación.	109
Figura 61. Malla de deformación segunda etapa de excavación y construcción de las dos primeras filas de anclajes.	109
Figura 62. Desplazamientos totales segunda etapa de excavación y construcción de las dos primeras filas de anclajes.	109
Figura 63. Malla de deformación tercera etapa de excavación y construcción de la tercera y cuarta fila de anclajes.....	110
Figura 64. Desplazamientos totales tercera etapa de excavación y construcción de la tercera y cuarta fila de anclajes	110
Figura 65. Puntos de evaluación de desplazamientos.	110
Figura 66. Desplazamientos totales obtenidos en los apoyos de la torre eléctrica.....	111

Figura 67. Desplazamientos horizontales en la cabeza de los anclajes, obtenidos en PLAXIS.112

Lista de Apéndices

Apéndice A. Diseño de estabilización de talud. construcción nueva calzada	120
---	-----

Resumen

Título: ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUD DE CORTE UBICADO EN EL PR14+855 DE LA VÍA BARRANCABERMEJA – LA LIZAMA.*

Autor: Julian Andres Chacón Vidal.**

Palabras Claves: Talud, Erosión, Estabilización, Drenes.

Descripción:

Uno de los principales problemas que se presentan en el desarrollo de proyectos viales son los asociados a las interferencias de redes, situaciones que conlleva, en la mayoría de los casos, a buscar soluciones desde el campo de la geotecnia. Soluciones que deben estar encaminadas a satisfacer las necesidades del proyecto, evaluándolas desde cada uno de los componentes que conforman el proyecto, entre los que se menciona el componente técnico y financiero.

En el presente trabajo se realiza el análisis de la situación presentada en el sector del PR14+855 de la Unidad Funcional 2.3 del proyecto de Concesión BBY, donde se adelantaba la construcción de la segunda calzada de la vía entre Barrancabermeja y La Lizama, sector en el cual, dada la presencia de una torre de energía eléctrica de alto voltaje localizada en el corona del talud de corte, se dificultó la construcción de la sección de la vía establecida en diseño; situación que, de acuerdo al análisis realizado previamente por el constructor, debía ser resuelta desde el componente técnico, específicamente desde el área de geotecnia, planteándose alternativas de solución que permitieran garantizar la sección transversal de la vía, manteniéndose la integridad de la estructura eléctrica.

Los parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad del talud se analizaron y definieron con base en información geotécnica y geológica, entre otra, del sector en estudio, obtenida del proyecto en ejecución. Análisis de estabilidad realizado mediante el empleo de software de Equilibrio Limite (SLIDE) y Elementos Finitos (PLAXIS), definiendo alternativas de solución y escogiendo finalmente la alternativa que se consideró la más apropiada.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.
Director: Ing. Civil MSc. Julian Mauricio Contreras Castellanos.

Abstract

Title: STABILIZATION ANALYSIS OF CUTTING SLOPE LOCATED IN PR14 + 855 OF THE ROAD BARRANCABERMEJA - LA LIZAMA.*

Author: Julian Andres Chacón Vidal.**

Keys Words: Slope, Erosion, Stabilization, Drains.

Descripción:

One of the main problems that arise in the development of road projects are those associated with networks interference, situations that lead in most cases to seeking solutions from the field of geotechnics. Solutions aimed at satisfying the needs of the project, evaluating from each of the components that make up the project, such as the technical and financial components.

In this document I analyze the situation presented in sector PR14 + 855 of the Unidad Funcional 2,3 of the Concession Project BBY, where the second roadway of the highway between Barrancabermeja and La Lizama is built, a sector in which given the presence of a high voltage electric power tower located in the crown of the cut slope, hindered the construction of the section of road established in design. Situation that, according to the analysis carried out previously by the builder, had to be solved from the geotechnical component, considering solution alternatives that would guarantee the cross section of the road, maintaining the integrity of the electrical structure.

The geotechnical parameters for the slope stability analysis were analyzed and defined based on geotechnical and geological information, among others, from the sector under study obtained from the project in progress. Stability analysis carried out using software of limit equilibrium (SLIDE) and Finite Elements (PLAXIS), defining solution alternatives and finally choosing the alternative that was considered the most appropriate.

* Mater Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.
Director: Ing. Civil MSc. Julian Mauricio Contreras Castellanos.

Introducción

En la estructuración de proyectos de viales en muchas ocasiones no se contempla o se establece con poca precisión la existencia y el costo que representa para la ejecución de los proyectos las interferencias de redes (hidrocarburos, redes eléctricas , redes hidráulicas, entre otras), esto conlleva a que durante el desarrollo de los proyectos los constructores tengan que identificar con exactitud la existencia de redes que puedan ser afectadas por las intervenciones de obra o tener incidencia en tiempo y/o costo para la ejecución de los proyectos, analizando la pertinencia de afectarlas aplicando los criterios previstos en el artículo 47, numeral 1 de la ley 1682 de 2013.

De acuerdo a lo anterior, en el presente trabajo se evalúa la problemática que se tiene en el sector del PK14+855 del proyecto de Concesión 4G Bucaramanga -Barrancabermeja - Yondó, a cargo de la Concesionario Ruta de Cacao, proyecto que ha tenido diversas problemáticas por tema de interferencias de redes, incluyendo la de estudio.

El sector en estudio, hace parte de la construcción de la segunda calzada de la vía Barrancabermeja – La Lizama, Ruta Nacional 6601, en el cual se presenta una situación de interferencia con una torre eléctrica de alta tensión 115Kv (Torre 158), que dificultaba la construcción de la obra conforme al diseño (sección típica) inicialmente definida por el diseñador para el tramo vial en cuestión, quedando dentro de la sección de diseño.

Esta situación conlleva a evaluar por parte del constructor distintas alternativas de solución, entre las que se menciona:

- Modificación de la sección transversal de la vía. Alternativa no viable debido a que se debían respetar contractualmente unas especificaciones mínimas.
- Disminución del separador central de la vía. Alternativa no viable debido a que el separador debía tener un ancho mínimo de 2,00m.
- Ajuste del alineamiento y diseño geométrico. Se descarta esta posibilidad ya que existe interferencia de redes por ambos costados de la vía. En el costado derecho, existe interferencia con red de hidrocarburos y en el costado izquierdo de la vía, interferencia con redes eléctricas.
- Reubicación de torre eléctrica. Esta posibilidad fue descartada puesto que la reubicación de la torre eléctrica implicaría realizar ajustes de diseño sobre dos torres más, alternativa

que sería costoso para el proyecto y que implicaría igualmente realizar cortes del servicio eléctrico.

Finalmente, dada la no viabilidad de las alternativas anteriormente descritas, se optó por realizar una modificación del talud de corte, planteándose alternativas de estabilización de tal forma que se pudiese garantizar la sección transversal de la vía y la integridad de la torre eléctrica.

De acuerdo a lo anterior y como normalmente sucede, una problemática por tema de interferencia de redes debe ser resuelta generando solución desde la Ingeniería Geotécnica.

Definida la alternativa de solución para tratar la problemática de interferencia con la red eléctrica, al modificarse el talud de corte, aumentando su pendiente, se podría generar inestabilidades en el talud de no tratarse adecuadamente, lo cual comprometería la torre eléctrica ubicada en la corona del talud quedando en un alto riesgo de daño, situación que tendría una gran incidencia en la ejecución del proyecto.

A continuación, se adjunta esquema donde se ilustra la problemática que se presenta en sector en estudio debido a la interferencia de redes.

Figura 1. Interferencias de redes en sector de análisis.



Fuente: Informe Ferrocil - Ruta del Cacao

Convenciones de la ilustración:

Línea en color azul: Línea de transferencia Lizama – Centro, bajo esta línea se encuentre el poliducto.

Líneas Roja AT: Líneas de transmisión de 115Kv (línea 303 Termobarranca-Palenque y línea 307 San Silvestre – Lizama).

1 Generalidades

1.1 Localización

El sector en estudio hace parte de proyecto de Concesión 4G Bucaramanga – Barrancabermeja – Yondó. Específicamente se encuentra localizado en el tramo vial Barrancabermeja – La Lizama, Ruta Nacional 6601, denominado para el proyecto de Concesión, de acuerdo con la sectorización dada de las vías, como Unidad Funcional 2.

La Unidad Funcional 2 a su vez está dividida en tres subsectores viales, los cuales se indican a continuación:

Subsector 1: Vial existente en doble calzada entre Barrancabermeja y El Retén (PR3+200).

Subsector 2: Corresponde al tramo vial existente a una calzada entre el sector de Retén (PR3+200) y La Lizama (PR30+150).

Subsector 3: Calzada nueva a construir entre el sector de la Virgen (PR9+100) y La Lizama (PR30+150).

Según la sectorización indicada, la torre eléctrica del problema se encuentra localizada en lo que sería el subsector 3 de la UF2, específicamente en el PK14+855 (Abscisado de diseño), que correspondería aproximadamente al PR14+810 de la vía actual en operación, subsector 2 de la UF2.

De acuerdo con la identificación y evaluación inicial del problema por parte del constructor de las obras, se propuso un tratamiento de estabilización inicial entre los PK14+830 y PK14+875 de la Unidad Funcional 2, subsector 3.

Figura 2. Localización talud de análisis



.Fuente: Google Maps

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo General.

Definir una solución geotécnica para la conformación y estabilización del talud de corte que hace parte de la construcción de la segunda calzada de la vía Barrancabermeja – La Lizama, sector PK14+855, el cual se encuentra limitado y solicitado por la carga ejercida por una torre eléctrica de alta tensión localizada en la corona del talud; solución con la que se debe garantizar la sección de diseño de la vía y la estabilidad de la estructura eléctrica.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Validación y definición de los parámetros de diseño a emplear en el análisis de estabilidad.
- Modelación, análisis y evaluación de alternativas de estabilización del talud de corte localizado en el sector del PR14+855, calzada en construcción de la vía Barrancabermeja - La Lizama, empleando métodos de equilibrio límite y elementos finitos.
- Escogencia de la alternativa de solución.

2. Antecedentes

El diseñador y constructor de las obras para el proyecto de Concesión 4G Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó, dentro de las actividades para la construcción de la segunda calzada de la vía Barrancabermeja – La Lizama, identificó una Interferencia con una torre eléctrica de alta tensión de propiedad de la Electrificadora de Santander ESSA, denominada como torre 158, localizada en el sector del PR14+855 de la UF2, subsector 3.

Los taludes en la sección de estudio bien habían podido diseñarse sin necesidad de obras complementarias, de manera que su estabilización se diera de forma natural (talud generado en el proceso de excavación de la explanación); sin embargo, después de realizadas las respectivas evaluaciones de alternativas (desde el punto de vista económico, técnico y de tiempo, entre otros) sobre la posibilidad o no del traslado de la torre eléctrica, se decidió mantener la estructura en su posición, lo que representaba evaluar alternativas de estabilización con la que se garantizará la estabilidad de la torre eléctrica y la sección de la vía.

Inicialmente se estableció por parte del constructor de las obras la construcción de un muro de contención, lo que permitiría la verticalización del talud garantizando la estabilidad y la sección de la vía; sin embargo, se evaluó una nueva alternativa que consistía en un diseño de estabilización mecánica del talud con anclajes, la cual fue la que finalmente se proyectó ejecutar.

Respecto a la alternativa de estabilización mediante la construcción de un muro de contención, se estima esta fue descartada dado el riesgo que representaba, puesto que su construcción implicaría la intervención de la pata del talud, condición desfavorable durante el proceso constructivo en la estabilidad del talud y la torre eléctrica.

El talud en estudio hace parte del, denominado por el constructor, “Desmonte 9”. Los desmontes es la sectorización dada a los tramos de corte continuos necesarios para la construcción de la vía nueva. La longitud del desmonte 9 es de 160 m del PK14+780 al PK14+940.

La pendiente inicialmente establecida para los taludes de corte en la sección de estudio era de 1H/1V, pendiente con la cual era necesario el traslado de la torre eléctrica. El talud en la sección de la torre eléctrica tiene una altura aproximada de 12,0 m, la cual corresponde a la altura máxima de corte.

Alternativa de solución inicial. La alternativa de solución contemplada por el constructor fue modificar la inclinación inicialmente proyectada para el talud, de tal forma que se tuviese una inclinación de 1H/3V desde el pie del corte hasta una altura de 8 m y a partir de ahí hasta la corona del talud una pendiente de 3H/2V.

Según la evaluación inicialmente realizada por el constructor, el sector a evaluar por la incidencia de la torre eléctrica en el cual era necesario rediseñar los taludes y establecer la alternativa de estabilización, era el comprendido entre el PK14+830 al PK14+870.

El diseño definido por parte del constructor para la estabilización de talud, consistió en:

- Soil Nailing, reforzamiento del suelo a medida que se va excavando, perforando e instalando pernos pasivos (bulones F32 (32mm)) espaciados 1,50 m en sentido vertical y 2,00 m en horizontal, de 8,00 m de longitud.
- Concreto Lanzado de 5 cm. (capa inicial)
- Malla electrosoldada de 150x150x8 mm
- Concreto Lanzado de 10 cm. (segunda capa)

Respecto a esta alternativa de solución, la cual inició su implementación con el proceso de excavación el día 11 de noviembre de 2018, contemplaba adicionalmente obras de drenaje para el manejo de las aguas de filtración, posiblemente insuficientes dado que en los estudios geotécnicos no se encontró un nivel freático. Con relación a las obras de drenaje para el manejo de aguas de escorrentía, el diseño inicial contemplaba zanjas de coronación.

Ajustes No.1 de la alternativa de solución

Con el avance de las actividades de excavación para la ejecución de las obras de estabilización definidas, se identificaron cambios en las condiciones geotécnicas del material, las cuales no fueron tenidas en cuenta en el diseño inicialmente propuesto; entre las que se menciona la presencia de un estrato gravo arenoso con alta humedad, lo que conllevó a realizar un rediseño de la alternativa de estabilización, de la siguiente manera:

- Soil Nailing, reforzamiento del suelo a medida que se va excavando, perforando e instalando pernos pasivos (bulones F32) espaciados 1,5 m en sentido vertical y 1,50 m en horizontal, con longitudes entre 4 m y 8 m de longitud.
- Concreto Lanzado de 5cm. (inicial)
- Malla electrosoldada de 150x150x8 mm
- Concreto Lanzado de 10 cm. (inicial)

Respecto a lo anterior, se resalta la importancia de realizar una investigación apropiada de la zona en estudio, de tal forma de minimizar las incertidumbres entre los parámetros empleados para los diseños geotécnicos y los encontrados al momento de la ejecución de las obras; parámetros que pueden variar de un punto a otro en una misma unidad geotécnica aparentemente homogénea.

Ajustes No.2 de la alternativa de solución

Una vez ejecutada y culminada la intervención propuesta por parte del constructor, durante la última semana del mes de mayo de 2019, se presentaron zonas de inestabilidad en los extremos del talud estabilizado, entre las abscisas PK14+810 al PK14+830 y PK14+888 al PK14+905.

Figura 4. Condición del talud en estudio una vez culminado el tratamiento propuesto por el constructor.





Figura 5. Inestabilidad presentada en el talud del PK14+810 – P14+830. (Extremo de inicio talud tratado).



Figura 6. Inestabilidad presentada en el talud del PK14+810 – P14+830. (Extremo de inicio talud tratado).



Figura 7. Inestabilidad presentada en el talud del PK14+888 – P14+905. (Extremo final talud tratado).



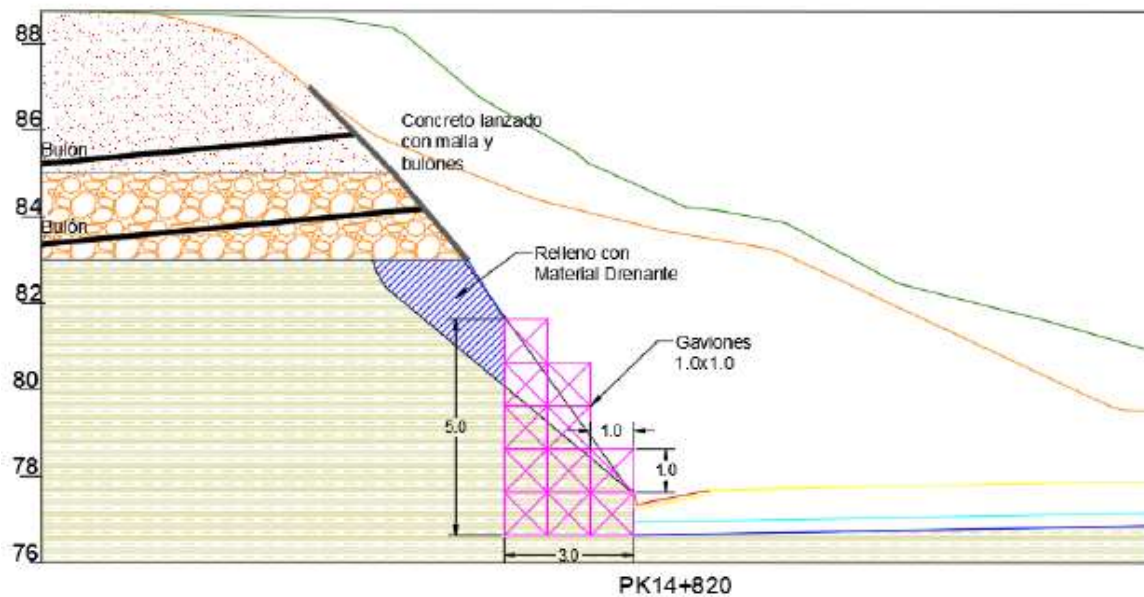
Figura 8. Inestabilidad presentada en el talud del PK14+888 – P14+905. (Extremo final talud tratado).

Probablemente las inestabilidades presentadas fueron debidas a la falta de consideración de posibles variaciones que se pueden tener en las propiedades geotécnicas de los estratos de suelo entre un punto y otro. Condición que será evaluada en el desarrollo del presente estudio.

Para remediar la situación presentada, el constructor propuso la construcción de muros en gaviones pateros, recuperando la sección del talud afectado, actividades que iniciaron durante la primera semana del mes de junio de 2019.

A continuación, se ilustra la solución definida.

Figura 9. Tratamiento propuesto para estabilización del sector donde se presentaron procesos de socavación y erosión.



Fuente: Nota técnica solución inestabilidad desmonte 9, Ruta del Cacao

La solución de estabilización con muro de gaviones patero fue ejecutada en los tramos del PK14+780 al PR14+830 y del PK14+888 al PK14+910, como se muestra en las siguientes fotos, solución que durante el desarrollo de las obras tuvo ciertas modificaciones referentes a los niveles de los muros.



Figura 10. Construcción muro en gaviones, talud PK14+780 – P14+830.



Figura 11. Construcción muro en gaviones, talud PK14+780 – P14+830.



Figura 12. Construcción muro en gaviones, talud PK14+888 – P14+910.



Figura 13. Construcción muro en gaviones, talud PK14+888 – P14+910.

Ajustes No.3 de la alternativa de solución

Construidos lo muro de gaviones, se siguieron evidenciando problemas de inestabilidad en la parte alta del talud en el extremo inicial (PK14+790 – PK14+830), lo que obligó a reestructurar la alternativa de solución, reforzando el talud en la parte superior con anclajes y concreto lanzado, demoliéndose los niveles superiores del muro en gaviones a medida que se avanzaba con la instalación del nuevo soporte, refuerzo que inició su implementación en el mes de octubre de 2019, como se muestra en las siguientes fotografías.



Figura 14. Tratamiento talud superior con anclajes - sector muro en gaviones PK14+790 – P14+830.



Figura 15. Tratamiento talud superior con anclajes - sector muro en gaviones PK14+790 – P14+830.

De acuerdo con los antecedentes expuestos, la solución de estabilización para el sector en estudio tuvo distintas variaciones, las cuales probablemente fueron debidas a deficiencias en la identificación de las condiciones geotécnicas, determinación del tramo a tratar, procesos constructivos, entre otros; por lo que se reitera la importancia de realizar una debida investigación geotécnica de la zonas a evaluar, identificando las posibles condiciones que puedan incidir en la estabilidad de las obras.

El objeto del presente trabajo no es identificar las deficiencias o errores que se incurrieron para la definición del tratamiento de estabilización más adecuado, sino que, con base en la información geotécnica, geológica, topográfica y demás que se tiene, definir una solución geotécnica propia, para la conformación y estabilización del talud en cuestión, con la cual se generarían recomendaciones teniendo como referencia la obra ejecutada.

2.1 Información Geotécnica

Para establecer los parámetros de diseños para la propuesta de estabilización, se recopiló información de las campañas geotécnicas realizadas en la estructuración del Contrato de Concesión y de las campañas geotécnicas realizadas por parte del contratista de las obras en la fase de estudios y diseños; campañas geotécnicas que se detallan a continuación:

1.1.1. Campaña geotécnica estructuración del contrato de concesión. Con relación a la campaña geotécnica realizada para la estructuración del Contrato de Concesión, en lo

correspondiente al tramo de vía donde se encuentra localizado el talud objeto del presente trabajo, Unidad Funcional 2, se realizaron una serie de sondeos y apiques a lo largo del todo el trayecto vial. Se presentan a continuación una tabla resumen con los sondeos ejecutados para el estudio de la unidad funcional en cuestión, incluyéndose los resultados de los ensayos SPT realizados:

Tabla 1.

Resumen sondeos campaña de estructuración del contrato de concesión.

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM		Profundidad Total (m)	Fecha	Objeto	Profundidad (m)		N3 0
		X	Y						
3_S1	10+56 5	1.034.46 5	1.270. 812	5,70	10-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	0,00	0,20	
							0,20	0,70	45
							0,70	1,20	6
							1,20	1,70	4
							1,70	2,20	4
							2,20	2,70	3
							2,70	3,20	15
							3,20	3,70	19
							3,70	4,20	30
							4,20	4,70	37
							4,70	5,20	43
							5,20	5,70	R
3_S2	12+59 0	1.036.28 6	1.271. 322	6,00	10-01-14	Estudio de cimentación de relleno	0,00	0,05	
							0,05	0,50	5
							0,50	1,00	12
							1,00	1,50	12
							1,50	2,00	12
							2,00	2,50	12
							2,50	3,00	18
							3,00	3,50	20
							3,50	4,00	22

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM		Profundidad Total (m)	Fecha	Objeto	Profundidad (m)			N3 0
		X	Y							
3_S3	14+60 0	1.036.78 6	1.273. 151	5,60	10-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	4,00	4,50	21	
							4,50	5,00	27	
							5,00	5,50	17	
							5,50	6,00	17	
							0,00	0,12		
							0,12	0,25		
							0,25	0,60		
							0,60	1,10	12	
							1,10	1,60	12	
							1,60	2,10	31	
							2,10	2,60	32	
							2,60	3,10	26	
							3,10	3,60	22	
3_S4		1.032.98 5	1.270. 782	6,00	11/01/2014		3,60	4,10	21	
							4,10	4,60	35	
							4,60	5,10	27	
							5,10	5,60	35	
							0,00	0,05		
							0,05	0,50	15	
							0,50	1,00	12	
							1,00	1,50	17	
							1,50	2,00	19	
							2,00	2,50	13	
							2,50	3,00	12	
							3,00	3,50	13	
							3,50	4,00	13	
3_S5	16+09 5	1.037.78 9	1.274. 378	6,00	12/01/2014	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de	4,00	4,50	19	
							4,50	5,00	21	
							5,00	5,50	21	
							5,50	6,00	48	
							0,00	0,10		
							0,10	0,50	2	
							0,50	1,00	2	
							1,00	1,50	4	

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM X Y		Profundidad Total (m)	Fecha	Objeto	Profundidad (m) N3 0		
						materiales de desmante	1,50	2,00	4
							2,00	2,50	5
							2,50	3,00	4
							3,00	3,50	4
							3,50	4,00	4
							4,00	4,50	18
							4,50	5,00	9
							5,00	5,50	13
							5,50	6,00	13
3_S6	17+51	1.039.24	1.274.	6,00	14/01/2014	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante	0,00	0,10	
	0	0	692				0,10	0,50	29
							0,50	1,00	31
							1,00	1,50	35
							1,50	2,00	8
							2,00	2,50	13
							2,50	3,00	9
							3,00	3,50	5
							3,50	4,00	6
							4,00	4,50	6
							4,50	5,00	12
							5,00	5,50	19
							5,50	6,00	31
3_S7	19+21	1.040.65	1.275.	6,00	14/01/2014	Estudio de cimentación de relleno	0,00	0,10	
	0	3	638				0,10	0,50	4
							0,50	1,00	4
							1,00	1,50	4
							1,50	2,00	2
							2,00	2,50	2
							2,50	3,00	2
							3,00	3,50	13
							3,50	4,00	17
							4,00	4,50	19
							4,50	5,00	26
							5,00	5,50	35

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM		Profundidad Total (m)	Fecha	Objeto	Profundidad (m)		N3 0
		X	Y						
3_S8	20+92 0	1.042.09 5	1.276. 539	2,50	15/01/2014	Estudio de cimentación de relleno	5,50	6,00	42
							0,00	0,10	
							0,10	0,50	7
							0,50	1,00	48
							1,00	1,50	R
							1,50	2,00	
3_S9	22+62 0	1.043.61 7	1.277. 244	6,00	15/01/2014	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	2,00	2,50	
							0,00	0,10	
							0,10	0,50	6
							0,50	1,00	8
							1,00	1,50	8
							1,50	2,00	9
							2,00	2,50	10
							2,50	3,00	10
							3,00	3,50	11
							3,50	4,00	12
							4,00	4,50	12
							4,50	5,00	11
3_S10	24+32 0	1.045.29 7	1.277. 504	5,00	15/01/2014	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	5,00	5,50	13
							5,50	6,00	14
							0,00	0,10	
							0,10	0,50	11
							0,50	1,00	14
							1,00	1,50	12
							1,50	2,00	21
							2,00	2,50	20
							2,50	3,00	21
							3,00	3,50	26
3_S11	26+02 0	1.046.94 4	1.277. 929	5,50	15/01/2014	Estudio de cimentación de relleno	3,50	4,00	35
							4,00	4,50	R
							4,50	5,00	R
							0,00	0,10	
							0,10	0,50	8
							0,50	1,00	7

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM X Y		Profundidad Total (m)	Fecha	Objeto	Profundidad (m)		N3 0
							1,00	1,50	8
							1,50	2,00	4
							2,00	2,50	2
							2,50	3,00	19
							3,00	3,50	30
							3,50	4,00	44
							4,00	4,50	R
							4,50	5,00	
							5,00	5,50	
3_S12	27+81 5	1.050.20 1	1.278. 832	6,00	15/01/2014	Estudio de cimentación de relleno	0,00	0,10	
							0,10	0,50	6
							0,50	1,00	8
							1,00	1,50	7
							1,50	2,00	7
							2,00	2,50	8
							2,50	3,00	7
							3,00	3,50	10
							3,50	4,00	8
							4,00	4,50	8
							4,50	5,00	8
							5,00	5,50	8
							5,50	6,00	6
3_S13	29+43 0	1.050.20 1	1.278. 832	2,00	15/01/2014	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante	0,00	0,50	R
							0,50	1,00	
							1,00	1,50	
							1,50	2,00	

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Son trece (13) los sondeos realizados en la estructuración del contrato de concesión para el estudio del trazado, en los que se ejecutó aproximadamente 68m de perforación y 128 ensayos SPT, sondeos efectuados a lo largo de un trayecto de 21 Km entre el sector conocido como La Virgen y

La Lizama. De estos trece (13) sondeos, siete (7) tenían como objetivo el estudio de estabilidad de taludes.

De los sondeos reportados, el Sondeo 3_S3 (K14+600) es el que está más próximo al talud en estudio, a aproximadamente 250m.

Por otra parte, se realizaron trece (13) apiques los cuales se resumen sus características en la siguiente tabla:

Tabla 2.

Resumen apiques campaña de estructuración del contrato de concesión.

CATA	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	Objeto
		X	Y			
3_AP1	9+850	73,7720	7,0441	1,5	11-01-14	Estudio de cimentación de relleno
3_AP2	11+550	73,7567	7,0449	1,5	12-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP3	13+240	73,7470	7,0549	1,5	12-01-14	Estudio de cimentación de relleno
3_AP4	14+950	73,7419	7,0678	1,5	12-01-14	Estudio de cimentación de relleno
3_AP5	16+660	73,7290	7,0762	1,5	12-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP6	18+360	73,7158	7,0842	1,5	12-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP7	20+070	73,7031	7,0929	1,5	13-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP8	21+770	73,6900	7,1008	1,5	13-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte

3_AP9	23+470	73,6751	7,1044	1,5	13-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP10	25+170	73,6599	7,1071	1,5	13-01-14	Estudio de cimentación de relleno
3_AP11	26+870	73,6456	7,1124	1,5	13-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP12	28+580	73,6305	7,1156	1,5	13-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
3_AP13	29+930	100,0000	150,0000	1,5	13-01-14	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Con las muestras tomadas de los sondeos y apiques se efectuaron los siguientes ensayos de laboratorio, los cuales fueron la base para la caracterización de los materiales de tramo vial:

- 32 determinaciones del Peso Unitario Natural.
- 104 determinaciones de la Humedad Natural.
- 55 análisis cuantitativo de Materia Orgánica.
- 105 análisis granulométricos por tamizado.
- 104 determinaciones de los Límites de Atterberg.
- 33 determinaciones del Peso Unitario Seco.
- 19 ensayos de Compactibilidad CBR.

2.1.2 Campaña geotécnica realizada por el constructor de las obras. Esta campaña geotécnica necesaria para la definición de las obras requeridas para la construcción de la segunda calzada del tramo vial entre el sector de la Virgen y La Lizama, correspondiente a la unidad funcional 2, subsector 3 del proyecto de concesión, consistió en la ejecución de las siguientes actividades:

- Sondeos Mecánicos: en la campaña se realizaron un total de 42 sondeos, 811m de perforación, efectuándose 260 ensayos SPT. De la totalidad de los sondeos, dieciséis (16)

fueron realizados para el estudio de estabilidad de taludes y análisis de reutilización de materiales de excavación de la explanación.

- Apiques: se efectuaron un total de 95 apiques.
- Penetraciones dinámicas DPSH: Se efectuaron un total de 20 penetraciones dinámicas DPSH para un total de 228.6m de longitud estudiada.
- Penetraciones Estáticas o Piezoconos: Se investigó un total de 163m de longitud.
- Perfiles Sísmicos de Refracción y de Sísmica Pasiva REMI: Se ejecutaron un total de 12 perfiles sísmicos de refracción (1150m de longitud investigada).

El objetivo de esta campaña fue el estudio, entre otros, de la estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte y excavación de la explanación, el estudio de cimentación de relleno (terraplenes), diseño de pavimentos y estructuras de contención y, el estudio de la cimentación de la estructura de un puente (Puente El Zarzal).

En las siguientes tablas se resumen las actividades realizadas en la campaña geotécnica.

Tabla 3.

Resumen de Sondeos realizados en campaña geotécnica RDC

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM		Prof.	NF	Objeto	Nº
		X	Y	(m)	(m)		SPT
UF2_S01	10+840	1.034.748	1.270.750	10	-	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	4
UF2_S02	13+935	1.036.454	1.272.579	39,95	2,25	Estudio de cimentación de relleno	15
UF2_S03	14+015	1.036.484	1.272.653	35,7	0,8	Estudio cimentación estructuras	16
UF2_S03BIS	14+000	1.03.6474	1.272.624	40,7	-	Estudio cimentación estructuras	8
UF2_S04	15+910	1.037.867	1.273.879	11,34	2,7	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	6
UF2_S05	16+870	1.038.678	1.274.390	12,8	6,3	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	6

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM		Prof. (m)	NF (m)	Objeto	Nº
		X	Y				SPT
UF2_S06	17+915	1.039.550	1.274.949	14,85	1,5	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	5
UF2_S09	21+380	1.042.465	1.276.824	22,17	8,8	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	11
UF2_S10	22+300	1.043.300	1.277.209	22,22	9,8	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	10
UF2_S10A	21+760	1.042.789	1.277.013	20	2,5	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	10
UF2_S11	23+580	1.044.560	1.277.439	17	9,6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	8
UF2_S12	25+820	1.046.749	1.277.883	20,5	SECO	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	10
UF2_S13	26+190	1.047.115	1.277.933	22,6	12,5	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	11
UF2_S13A	27+395	1.048.210	1.278.440	17,85	7,2	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	-
UF2_S14	28+015	1.047.115	1.278.538	23	13,8	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	11
UF2_S15	28+520	1.049.404	1.278.672	20,15	SECO	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	-
UF2_S15A	29+135	1.049.908	1.278.789	32	10,0	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	7

Sondeo	P.K.	Coordenadas UTM		Prof. (m)	NF (m)	Objeto	Nº SPT
		X	Y				
UF2_S16	29+965	1.050.720	1.278.969	23,4	13,1	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	-
UF2_S16A	29+355	1.050.124	1.278.834	32	17,5	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	4
UF2_S18	12+715	1.063.291	1.280.510	27,98	10,5	Estudio de cimentación de relleno	13
UF2_S19	13+375	1.036.445	1.272.038	24	-	Estudio de cimentación de relleno	
UF2_S20	14+137	1.036.536	1.272.767	21,55	-	Estudio de cimentación de relleno	10
UF2_S21	15+000	1.037.120	1.273.374	19	-	Estudio de cimentación de relleno	-
UF2_S22	15+575	1.037.568	1.273.720	22,1	-	Estudio de cimentación de relleno	-
UF2_S24	25+140	1.046.090	1.277.720	14,75	-	Estudio de cimentación de relleno	-
UF2_S25	28+150	1.048.954	1.278.556	13	-	Estudio de cimentación de relleno	3
UF2_S28	15+400	1.037.449	1.273.588	10,6	-	Estudio de cimentación de relleno	6
UF2_S29	21+400	1.042.496	1.276.814	11,6	7,5	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte	5
UF2_S30	26+520	1.047.402	1.278.118	11	1,2	Estudio de cimentación de relleno	6
UF2_S31	29+760	1.050.529	1.278.529	8,95	2,5	Estudio de cimentación de relleno	4
UF2_S32	9+550	1.033.471	1.270.626	17	1,4	Estudio cimentación estructuras	5
UF2_S33	9+530	1.033.451	1.270.608	17,05	2,4	Estudio cimentación estructuras	6
UF2_S34	9+550	1.033.475	1.270.599	17	2,1	Estudio cimentación estructuras	7
UF2_S35	11+390	1.035.286	1.270.796	18	1,2	Estudio cimentación estructuras	6
UF2_S36	11+420	1.035.317	1.270.783	18	1,5	Estudio cimentación estructuras	3
UF2_S37	11+460	1.035.358	1.270.791	17,5	1,8	Estudio cimentación estructuras	4
UF2_S38	18+135	1.039.736	1.275.082	13	6,4	Estudio cimentación estructuras	8
UF2_S39	18+145	1.039.761	1.275.095	14,6	2,8	Estudio cimentación estructuras	11
UF2_S40	18+200	1.039.790	1.275.115	15,1	9,8	Estudio cimentación estructuras	6
UF2_S41	28+220	1.049.014	1.278.614	15	3,8	Estudio cimentación estructuras	7
UF2_S42	28+260	1.049.052	1.278.622	15	0,0	Estudio cimentación estructuras	5
UF2_S44	17+090	1.036.881	1.274.479	11	2,8	Estudio de cimentación de relleno	3

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Tabla 4.

Resumen de Apiques realizados en campaña geotécnica RDC

CATA	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		X	Y			
UF2_AP01	9+140	1.033.084	1.270.693	2.45	13/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2-AP01-C	16+625	1.038.473	1.274.252	1.7	26/09/2016	Estudio de estabilización de suelos
UF2_AP02	9+290	1.033.211	1.270.644	3.3	10/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-AP02-C	16+950	1.038.743	1.274.424	1.55	26/09/2016	Estudio de estabilización de suelos
UF2_AP03	9+350	1.033.267	1.270.630	3.2	16/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2-AP03-C	22+280	1.043.721	1.277.271	1.53	27/07/2016	Estudio de estabilización de suelos
UF2_AP04	9+565	1.033.477	1.270.663	1.6	11/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-AP04-C	22+890	1.043.882	1.277.297	1.45	27/09/2016	Estudio de estabilización de suelos
UF2_AP05	9+720	1.033.627	1.270.689	3.4	13/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2-AP05-C	28+580	1.049.373	1.278.665	3.1	27/09/2016	Estudio de estabilización de suelos
UF2_AP06	9+800	1.033.709	1.270.711	3.6	11/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-AP06-C	28+640	1.049.434	1.278.669	3.3	17/09/2016	Estudio de estabilización de suelos
UF2_AP07	10+000	1.033.905	1.270.742	3.4	20/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte

CATA	P.K.	COORDENADAS		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		UTM				
		X	Y			
UF2_AP08	10+15 5	1.034.057	1.270.770	3.4	17/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP09	10+24 5	1.034.150	1.270.777	3.6	13/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP10	10+50 0	1.034.395	1.270.826	1.3	16/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP11	10+76 0	1.034.690	1.270.847	4	11/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP12	11+01 0	1.034.909	1.270.837	3.5	13/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP13	11+30 5	1.035.202	1.270.836	3.1	10/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP14	11+63 0	1.035.528	1.270.833	2.5	11/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP15	11+76 5	1.035.663	1.270.828	3.7	14/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP16	11+83 0	1.035.727	1.270.834	2	14/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP17	11+82 5	1.035.733	1.270.788	3.2	17/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP18	11+99 5	1.035.905	1.270.869	3	13/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP19	12+07 0	1.035.918	1.270.961	3.5	14/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP20	12+07 0	1.035.968	1.270.923	3.8	13/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte

CATA	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		X	Y			
UF2_AP21	12+18 0	1.036.018	1.271.026	2.9	13/06/201 6	
UF2_AP23	12+30 0	1.036.070	1.271.137	3.2	14/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP24	12+41 0	1.036.133	1.271.225	3.4	14/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP25	12+71 5	1.036.343	1.271.447	3.3	14/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP25B IS	12+60 5	1.036.272	1.271.369	3.5	16/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP26	13+15 5	1.036.496	1.271.827	2.7	15/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP28	13+75 5	1.036.381	1.272.416	3.6	27/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP29	14+14 0					Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP30	14+39 5	1.036.648	1.272.998	2.8		Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP31	14+72 0	1.036.878	1.273.231	3.5	15/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP33	15+22 5	1.037.299	1.273.503	1.7	10/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP35	15+65 0	1.037.651	1.273.730	2.7	10/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP36	16+22 5	1.038.137	1.274.049	4.6	08/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP36B IS	16+24 5	1.038.176	1.274.013	2.7	19/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte

CATA	P.K.	COORDENADAS		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		UTM				
		X	Y			
UF2_AP37	16+31 5	1.038.214	1.274.084	3.85	09/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP38	16+53 0	1.038.393	1.274.204	3	17/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP39	16+63 0	1.038.484	1.274.251	5.8	08/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP40	16+96 0	1.038.755	1.294.433	3	08/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP41	17+04 5	1.038.827	1.274.480	3.8	08/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP42	17+24 0	1.038.990	1.274.585	3	20/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP43	17+58 0	1.039.276	1.274.773	4.3	20/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP44	17+69 0	1.039.369	1.274.833	3.6	08/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP45	18+01 5	1.039.643	1.275.003	2.8	21/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP46	18+30 5	1.039.889	1.275.155	4	21/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP47	18+51 0	1.040.051	1.275.281	3	10/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP48	18+81 5	1.040.319	1.275.429	3.5	21/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmante
UF2_AP49	19+07 5	1.040.539	1.275.567	3.95	10/06/2016	Estudio de cimentación de relleno

CATA	P.K.	COORDENADAS		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		UTM				
		X	Y			
UF2_AP55	20+67 0	1.041.899	1.276.400	1.7	20/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP61	21+62 0	1.042.674	1.276.936	2.3	01/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP62	21+70 5	1.042.751	1.276.980	3.7	01/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP63	21+98 0	1.042.983	1.277.126	1.15	08/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP64	22+17 5	1.043.175	1.277.184	3	08/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP65	22+51 0	1.043.507	1.277.233	2.8	02/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP66	22+72 0	1.043.714	1.277.262	3.1	03/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP67	22+90 0	1.043.891	1.277.298	3.8	03/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP68	23+02 5	1.044.018	1.277.316	2.8	07/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP69	23+15 0	1.044.137	1.277.338	3	07/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP70	23+31 0	1.044.848	1.277.473	2.2	07/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP71	23+27 0	1.044.848	1.277.473	3.1	14/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP73	24+50 0	1.045.467	1.277.578	2.9	27/06/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP76	25+50 0	1.046.440	1.277.812	4.45	20/06/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte

CATA	P.K.	COORDENADAS		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		UTM				
		X	Y			
UF2_AP77	25+61 5	1.046.549	1.277.838	3.5	21/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP78	26+51 0	1.047.390	1.278.117	3.6	14/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP79	26+87 0	1.047.711	1.278.286	2.1	15/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP80	27+12 0	1.047.953	1.278.336	3.5	-	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP81	27+25 0	1.048.080	1.278.374	3.8	20/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP82	27+60 0	1.048.418	1.278.442	2.4	17/06/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP83	27+89 5	1.048.708	1.278.498	2.8	17/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP85	28+33 5	1.049.137	1.278.590	4.4	26/05/201 6	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP86	28+48 5	1.049.281	1.278.615	4.1	26/05/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP87	28+91 5	1.049.701	1.278.719	4.3	-	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP88	29+25 0	1.050.030	1.278.801	3	28/05/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP89	29+41 0	1.050.182	1.278.852	2.8	09/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP89B IS	29+40 0	1.050.169	1.278.857	1.5	10/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno
UF2_AP90	29+62 0	1.050.390	1.278.886	3.6	20/06/201 6	Estudio de cimentación de relleno

CATA	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		X	Y			
UF2_AP91	29+76 0	1.050.529	1.278.909	2.9	31/05/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_AP92	30+05 0	1.050.812	1.278.964	3.5	27/05/2016	Estudio de cimentación de relleno

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Tabla 5.

Resumen de Penetraciones Dinámicas DPSH, realizados en campaña geotécnica RDC

DPSH	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		X	Y			
UF2-DPSH-01	11+480	1.035.379	1.270.831	10.0	21/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-02	11+920	1.035.834	1.270.809	12.3	22/07/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2-DPSH-03	12+230	1.036.067	1.271.050	22.0	22/07/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2-DPSH-04	12+610	1.036.272	1.271.369	15.1	24/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-05	13+875	1.036.422	1.272.530	14.8	25/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-06	14+500	1.036.700	1.273.087	9.4	25/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-07	15+420	1.037.460	1.273.610	17.8	27/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-08	16+415	1.038.295	1.274.136	11.8	27/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-09	17+090	1.038.865	1.274.500	13.8	29/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-10	17+820	1.039.479	1.274.895	9.3	28/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-11	18+580	1.040.114	1.275.312	13.8	26/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-12	18+925	1.040.415	1.275.492	12.0	26/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-13	19+280	1.040.696	1.275.674	7.5	28/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-16	20+620	1.041.880	1.276.382	6.8	29/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-21	23+120	1.044.110	1.277.334	9.6	30/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-22	23+980	1.044.959	1.277.486	6.1	01/08/2016	Estudio de cimentación de relleno

UF2-DPSH-23	25+710	1.046.640	1.277.859	9.4	01/08/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-24	27+770	1.048.584	1.278.471	12.0	02/08/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-25	29+015	1.049.796	1.278.743	7.7	03/08/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2-DPSH-26	29+840	1.050.608	1.278.925	7.7	02/08/2016	Estudio de cimentación de relleno

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Tabla 6.

Resumen de Penetraciones Estáticas o Piezoconos (CPTU), realizados en campaña geotécnica RDC

CPTu	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		X	Y			
UF2_CPTu_01	9+460	1.033.372	1.270.646	9.32	15/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_02	11+200	1.035.098	1.271.007	9.05	14/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_03	12+170	1.036.020	1.271.007	7.95	14/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_03BIS	12+170	1.036.020	1.271.007	8.42	03/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_04	12+905	1.036.464	1.271.593	8.19	15/07/2016	Estudio de estabilidad y análisis de reutilización de materiales de desmonte
UF2_CPTu_05	13+325	1.036.392	1.272.251	14.17	09/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_06	13+590	1.036.392	1.272.215	13.09	10/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_07	13+755	1.036.381	1.272.415	10.31	09/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_08	14+395	1.036.648	1.272.998	6.02	12/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_09	15+140	1.037.232	1.273.452	8.16	13/07/2016	Estudio de cimentación de relleno

CPTu	P.K.	COORDENADAS UTM		PROF. (m)	FECHA	OBJETIVO
		X	Y			
UF2_CPTu_10	15+730	1.037.706	1.273.805	10.46	13/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_12	21+705	1.042.751	1.276.980	7.97	16/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_13	21+160	1.043.160	1.277.171	8	18/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_14	22+500	1.043.496	1.277.240	7.66	16/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_15	24+870	1.045.828	1.277.655	10.29	08/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_16	26+625	1.047.486	1.278.176	7.38	17/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_17	28+150	1.048.953	1.278.555	6.11	08/07/2016	Estudio de cimentación de relleno
UF2_CPTu_18	14+075	1.036.513	1.272.710	10.48	10/07/2016	Estudio de cimentación de relleno

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Tabla 7.

Resumen Perfiles Sísmicos de refracción, realizados en campaña geotécnica RDC

PERFIL	COORDENADA S INICIO		COORDENADA S FIN		P.K. (pto medio)	OBJETO	LONGITUD (m)	ESPACIAS GEÓFONOS (m)
UF2-PS1	1.036.935	1.273.278	1.037.013	1.273.327	14+860	Estudio de excavabilidad de desmontes	115	5
UF2-PS2	1.038.915	1.274.543	1.038.993	1.274.594	17+170	Estudio de excavabilidad de desmontes	115	5
UF2-PS3	1.042.440	1.276.789	1.042.471	1.276.826	21+380	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS4	1.042.500	1.276.841	1.042.531	1.276.866	21+465	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4

PERFIL	COORDENADA S INICIO		COORDENADA S FIN		P.K. (pto medio)	OBJETO	LONGITUD (m)	ESPACIA DO GEÓFONOS (m)
	X	Y	X	Y				
UF2-PS5	1.043.257	1.277.197	1.043.342	1.277.213	22+310	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS6	1.044.558	1.277.430	1.044.619	1.277.430	23+640	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS7	1.047.099	1.277.987	1.047.207	1.278.022	26+240	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS8	1.048.765	1.278.508	1.048.861	1.278.529	28+020	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS9	1.049.360	1.278.674	1.049.439	1.278.666	28+610	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS10	1.049.886	1.278.775	1.049.935	1.278.786	29+140	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS11	1.050.106	1.278.806	1.050.133	1.278.843	29+350	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4
UF2-PS12	1.050.670	1.278.941	1.050.741	1.278.956	29+950	Estudio de excavabilidad de desmontes	92	4

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Tabla 8.

Resumen Perfiles Sísmica Pasiva (REMI), realizados en campaña geotécnica RDC

PERFIL	COORDENADAS INICIO		COORDENADAS FIN		P.K. (pto medio)	OBJETO
	X	Y	X	Y		
UF2-REMI1	1.036.440	1.272.548	1.036.468	1.272.602	13+930	Estudio de excavabilidad de desmontes

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Sobre las distintas muestras tomadas en sondeos y apiques se efectuaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- 203 análisis granulométricos por tamizado.
- 199 determinaciones de los Límites de Atterberg.
- 32 determinaciones del Peso Específico de Partículas Sólidas.
- 34 determinaciones del Peso Específico seco.
- 106 determinaciones del Peso Unitario Natural.
- 221 determinaciones de la Humedad Natural.
- 3 análisis cuantitativo del Contenido en Sulfatos.
- 55 análisis cuantitativo de Materia Orgánica más 6 análisis cuantitativos de Materia Orgánica de contraste.
- 35 análisis cuantitativo del Contenido en Sales Solubles.
- 44 ensayos de Compactabilidad Proctor.
- 42 ensayos de Compactabilidad CBR.
- 11 ensayos de Presión de Hinchamiento.
- 24 ensayos de Colapso.
- 23 ensayos Triaxiales CU+U.
- 40 ensayos de Compresión Simple en suelos.
- 20 ensayos de Consolidación Unidimensional en Edómetro.

2.1.3 Análisis de los resultados obtenidos de las campañas geotécnicas. Aplicando metodología geoestadística, el constructor de las obras analizó y evaluó la información por ellos tomada en su campaña geotécnica y la que se tenía de la estructuración del Contrato de Concesión, realizando una caracterización de los materiales existentes a lo largo del trayecto en estudio (UF2,3), identificando unidades geotécnicas homogéneas, definiendo los parámetros de resistencia y deformación necesarios para los diseños de obras requeridas.

Inicialmente se realizó el análisis detallado de la información geotécnica obtenida de los ensayos de laboratorio y la tomada in situ, comparándolos y correlacionándolos entre sí, evaluando su validez y descartando aquellos ensayos cuyos resultados no se consideraban confiables o representativos.

Depurada la información obtenida de los ensayos, se procedió a realizar un análisis estadístico de los datos, estableciéndose finalmente los modelos constitutivos para cada tipo de terreno, obteniéndose los parámetros de resistencia y deformación representativos.

2.1.3.1. Metodología empleada para el análisis de los resultados. La metodología aplicada para el análisis de los resultados obtenidos se basó en inicialmente en un tratamiento estadístico sencillo de los datos, en el cual se realiza la comparación de variables estadísticas y se evalúa la dispersión del conjunto de los datos.

Para el proceso de evaluación estadística se obtuvo y analizaron los valores numéricos de las medidas de centralización, la media y la mediana y, los de medidas de dispersión, varianza, desviación típica y coeficiente de variación.

Este análisis estadístico se realizó para cada una de las unidades geotécnicas halladas a lo largo del trayecto vial. En donde se observó que los parámetros estadísticos, media y mediana no fueron coincidentes, y la desviación típica y el coeficiente de variación presentaron valores altos, se efectuó un segundo análisis de los datos, evaluando la causa de la distorsión presentada, eliminando, de considerarse necesario, datos de la población.

Además del análisis estadístico realizado para caracterización de las distintas unidades de suelo (unidades geotécnicas) diferenciadas en el tramo, se emplearon correlaciones y datos bibliográficos que sirvieron para establecer los parámetros de diseño más adecuados, principalmente donde se carecían de resultados suficientes.

Dentro de las correlaciones empleadas se encuentra la determinación de parámetros de resistencia, cohesión no drenada y, ángulo de fricción y módulos de deformación de materiales granulares, con base a los datos obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT). Igualmente, la determinación de módulos de deformación sin drenaje de suelos cohesivos (arcillas), empleando la expresión de Duncan y Buchignani de 1976, la cual relaciona los parámetros SU/Eu con el valor de la razón de sobreconsolidación (OCR) y el índice de plasticidad (IP).

En aquellas unidades geotécnicas de suelos más representativos en el tramo, se realizó ensayos triaxiales de tipo consolidado – drenado (CD) y consolidado no drenado con medida de presión de poros ($CU + U$), con los cuales se determinaron parámetros de resistencia al corte (cohesión C y ángulo de fricción ϕ).

Dentro de los objetivos del presente trabajo no está el profundizar acerca de la metodología empleada para determinación de los parámetros geotécnicos de diseño, obtenidos de las campañas geotécnicas realizadas para el proyecto de Concesión, tema de gran importancia que puede servir para ser tratado en otro trabajo de grado; sin embargo, con la información presentada se busca dar una idea de la forma como se realiza el reconocimiento y determinación de los parámetros geotécnicos para el diseños de muchas de las obras de los proyectos viales de gran magnitud que se ejecutan en nuestro país.

2.1.3.2. Unidades geotécnicas (U.G) definidas en el talud en estudio. Se define como Unidad Geotécnica a cada una de las capas sobrepuestas del terreno que posee características geotécnicas similares (características físicas y mecánicas), inherentes a su origen.

- **SR+W5 (g)(arena):** Suelos residuales y saprolitos de carácter granular (arenoso) desarrollados sobre la unidad TMR (Formación Real).
- **SR+W5 (g) (grava):** Suelos residuales y saprolitos de carácter granular (gravoso) desarrollados sobre la unidad T_{MR} (Formación Real).
- **W4:** Roca muy alteradas a suelos de la unidad T_{MR} (Fm. Real). Corresponden al horizonte de alteración IV de la clasificación ISRM. Cuaternario

Con base en las unidades geotécnicas diferenciadas, a continuación, se realiza una descripción un poco más detalla de las capas encontradas en el sector del talud en estudio.

(SR+W5 (g)) - Suelos residuales y saprolitos granulares – cuaternario.

La unidad SR+W5 está conformada por depósitos eluviales o suelos de alteración y saprolitos generados sobre la unidad rocosa de la Formación Real (TMR). Específicamente en relación a la unidad geotécnica SR+W5 (g), corresponde a suelos producto de la alteración de los bancos de areniscas existentes en formación Real.

Sobre esta unidad funcional se realizaron distintos ensayos de laboratorio, los cuales fueron evaluados conforme a la metodología estadística indicada en capítulo anterior del presente informe.

De acuerdo a la evaluación realizada a las muestras tomadas sobre estos materiales, se clasificaron en su gran mayoría como arenas limo - arcillosas; a continuación, una descripción más detallada de la clasificación obtenida:

- Arenas arcillosas (SC): 36%,
- Arenas limosas (SL): 31%,
- (SC – SL) = 14%
- Arenas limosas mal gradadas (SM-SP) = 5%
- Arenas pobremente gradadas (SP)= 4%,
- Gravas arcillosas (GC)= 6%.
- Gravas arcillosas mal gradadas (GC-GP) = 2%.

Estos suelos presentaron contenidos de finos alrededor del 38% según la media representativa, con límite líquido LL=27 e índice de plasticidad de 5.

De la evaluación realizada a los ensayos efectuados a esta unidad geotécnica se establecieron los siguientes parámetros:

- Densidad seca= 1,864 t/m³
- Peso Unitario natural = 1,967 t/m³
- Humedad natural = 11%
- Materia orgánica =6,0% (por el método de ignición)
- Proctor Modificado (PM) (obtenido de 8 ensayos): Densidad seca máxima= 1,936 t/m³; humedad óptima =11,5%.
- CBR = 18,6% (sobre muestras al 100% de la densidad máxima del Proctor modificado).

Según la evaluación realizada por el constructor de las obras, exceptuando por los elevados contenidos de materia orgánica y la vigilancia que se debe realizar de los contenidos de finos, estos materiales podrían ser utilizados en obra como suelo tolerable; sin embargo, se hace la observación sobre la dificultad que se podría tener dada la intercalación que se encuentra con la unidad arcillosa SR-W5 (c).

- Resistencia a compresión simple = 2,9 kp/cm² (valor obtenido de tres (3) ensayos realizados)
- Con base a tres (3) ensayos triaxiales realizados, se determinaron los parámetros de resistencia al corte, esfuerzos efectivos, ($c' = 14$ kPa y $\phi' = 46^\circ$). El constructor consideró

que los datos obtenidos eran muy elevados, especialmente en lo referente al ángulo de fricción, razón por la cual optó por establecer unos parámetros más conservadores de:

Cohesión (c') = 10 kPa

Angulo de fricción. (ϕ') = 34°

Por otra parte, con la información de 64 ensayos SPT realizados en esta unidad geotécnica, aplicando distintas correlaciones clásicas y los parámetros establecidos mediante ensayos de laboratorio, finalmente se establecieron por parte de constructor los siguientes parámetros de diseño para esta unidad geotécnica.

Tabla 9.

Parámetros de cálculo considerados por el constructor para la Unidad geotécnica SR-W5(g)

Unidad	Prof. (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)	N	$(N_1)_{60r}$	v'	E' (MPa)
SR+W5 (g) (Fm.Tmr)	0-5 m	5-10	34	31	42	0,3	50
	5-10 m			56-R	56-R	0,3	65
	10-20 m			82-R	77-R	0,3	80
	20-25 m			R	R	0,3	100

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes (UF2.3), Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

W4 - Roca muy meteorizada.

Los materiales presentes en esta unidad geotécnica corresponden a una transición entre suelos muy duros y roca blanda, que para efectos de la evaluación realizada por el constructor se consideró como un suelo duro; suelo procedente de la alteración del macizo rocoso de la formación Real.

Sobre esta unidad funcional se realizaron distintos ensayos de laboratorio, los cuales fueron evaluados conforme a la metodología estadística indicada en capítulo anterior del presente informe.

De acuerdo a la evaluación realizada a las muestras tomas sobre estos materiales, se clasificaron en su gran mayoría como suelos arcillosos de baja y alta plasticidad, con contenido de finos del

94% (media representativa); a continuación, una descripción más detallada de la clasificación obtenida:

- Arcillas de baja plasticidad (CL): 45%,
- Arcillas de alta plasticidad (CH): 38%,
- Arena arcillosa (SC): 7%,
- Arena limosa (SM): 5%,
- Limos de baja plasticidad (ML): 2%
- Gravas limo-arcillosas (GM-GC): 3%.

De la evaluación realizada a los ensayos efectuados a esta unidad geotécnica se establecieron los siguientes parámetros:

- Limite liquido (LL) = 46; Índice de plasticidad (IP)=27.
- Densidad seca= 1,91 t/m³
- Peso Unitario natural = 2,16 t/m³
- Humedad natural = 15%
- Peso específico de partículas sólidas = 2,714.
- Materia orgánica =3,2%.
- Proctor Modificado (PM) (obtenido de 4 ensayos): Densidad seca máxima= 1,895 t/m³; humedad óptima =13,8%.
- CBR = 3,3% (sobre muestras al 100% de la densidad máxima del Proctor modificado).
- Presión de hinchamiento = 2 kPa.

Dados los elevados contenidos de finos y materia orgánica y, los bajos valores de CBR, el constructor descartó la reutilización directa de los materiales de esta unidad geotécnica para rellenos de tipo terraplén.

- Resistencia a compresión simple = 5,7 kp/cm², para una cohesión no drenada $S_u=285$ kPa. (datos resultantes de la evaluación de 18 ensayos).
- Con base a nueve (9) ensayos triaxiales (CU+U) realizados se determinaron los parámetros de resistencia al corte drenadas, esfuerzos efectivos ($c' = 49$ kPa y $\phi' = 35^\circ$). Se consideraron coherentes los resultados obtenidos del material ensayado, sin embargo, el constructor optó por reducir ligeramente el valor de cohesión, adoptando los siguientes parámetros:

Cohesión (c') = 45 kPa

Angulo de fricción. (ϕ') = 35°

Grado de sobreconsolidación (OCR) = 15

Por otra parte, con la información de 53 ensayos SPT realizados en esta unidad geotécnica, aplicando distintas correlaciones clásicas y los parámetros establecidos mediante ensayos de laboratorio, finalmente se establecieron por parte de constructor los siguientes parámetros de diseño para esta unidad geotécnica.

Por otra parte, con la información de 64 ensayos SPT realizados en esta unidad geotécnica, aplicando distintas correlaciones clásicas y los parámetros establecidos mediante ensayos de laboratorio, finalmente se establecieron por parte de constructor los siguientes parámetros de diseño para esta unidad geotécnica.

Es importante mencionar que los resultados de los ensayos SPT resultaron elevados, obteniéndose rechazo sistemático a partir de los 18m de profundidad, con valores medios de N, descartando los valores de rechazo, de 45 golpes y, con valores de N corregido ($(N1)_{60}$) de 34.

Tabla 10.

Parámetros de cálculo considerados por el constructor para la Unidad geotécnica W4.

Unidad	Prof. (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)	N_{30}	N_{corr}	c_U (KPa)	E_U (MPa)	v_U	v'	E' (MPa)
W4 (Fm.Tmr)	0-18	45	35	45 - R	21 - R	285	115	0,5	0,3	100
	m									
	>18			R	R					
	m									

Es importante mencionar que los resultados de los ensayos SPT resultaron elevados, obteniéndose rechazo sistemático a partir de los 18m de profundidad con valores medios de N, descartando los valores de rechazo de 45 golpes y, con valores de N corregido ($(N1)_{60}$) de 34.

En la siguiente tabla se resumen los parámetros geotécnicos definidos por parte del contratista para la estabilización del talud.

Tabla 11.

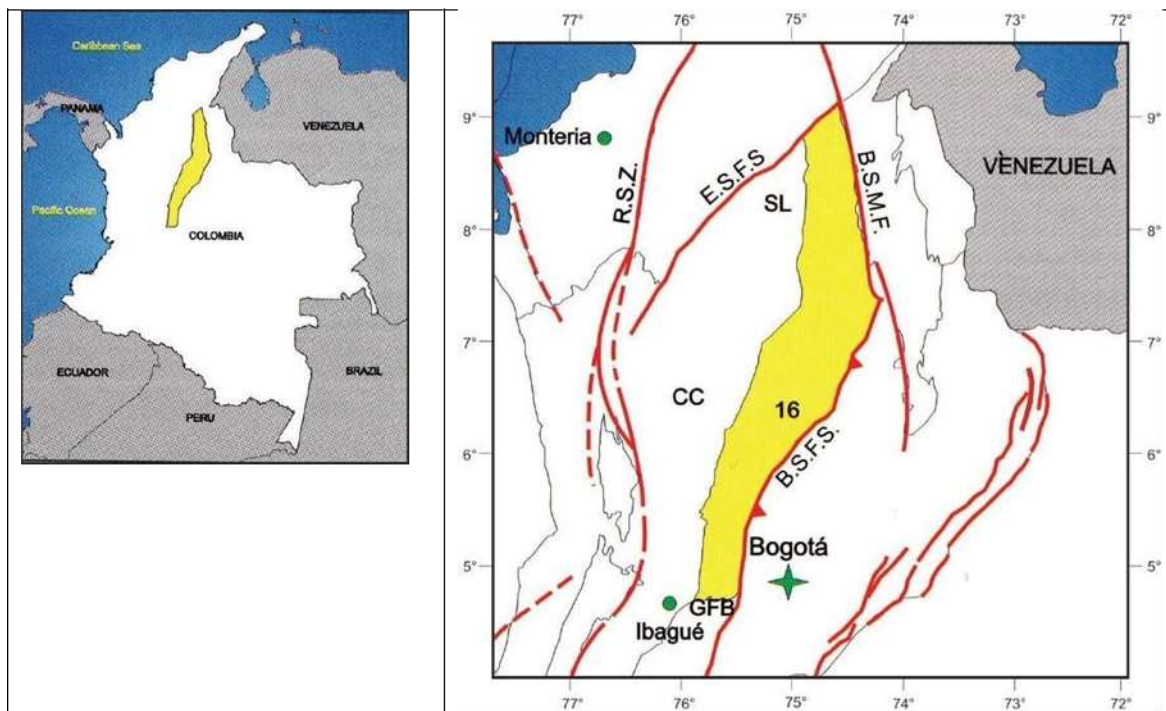
Parámetros geotécnicos de diseño definidos por el contratista.

Unidad	γ_{ap} (t/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	N	(N ₁) ₆₀	c _u (KPa)	E _u (MPa)	v _u	v'	E' (MPa)
SR+W5 (g) (arena) (Fm.Tmr)	1,97	10	34	31	42	145	-	-	0,3	50
SR+W5 (g) (grava) (Fm.Tmr)	1,95	10	34	31	42	145	-	-	0,3	50
W4 (Fm.Tmr)	2,16	45	35	45-R	21-R	285	115	0,5	0,3	100

3. Geología Regional

La cuenca Valle Medio del Magdalena se encuentra ubicada entre las cordilleras central y oriental, está limitada al Norte (N) con el sistema de fallas Espíritu Santo, al Noreste (NE) con el sistema de fallas de Bucaramanga-Santa Marta, al Sureste (SE) por el sistema de fallas Bituima y La Salina, al Sur (S) con el cinturón plegado de Girardot y al Oeste (W) con los sedimentos del Neógeno que cubren la Serranía de San Lucas y el basamento de la Cordillera Central (Figura 1-1).

Figura 16. Localización de la cuenca Valle del Magdalena Medio. (Fuente: Compilación de la cuenca del valle medio del Magdalena, servio geológico COLOMBIANO)



Fuente: Barrero, Pardo, Vargas, & Martínez, 2007.

3.1 Estratigrafía y Tectónica

La secuencia estratigráfica en la cuenca Valle del Magdalena Medio inicia con rocas cristalinas del paleozoico que se propagan en sentido W incluyendo la Cordillera Central, sobre las que se depositan rocas del Triásico-Jurásico, donde inicia la secuencia sedimentaria.

La cuenca del Valle del Magdalena Medio ha pasado por una evolución intra-arco con el levantamiento de la Cordillera Central, una cuenca ante-arco con la finalización del levantamiento de la misma cordillera y una cuenca intra-montaña con el levantamiento de la Cordillera Oriental. Esta cuenca se ha visto afectada por diferentes procesos tectónicos que han dado origen a los sistemas de fallas de La Salina, Guaicaramo y Soapaga (Sarmiento, 2011).

En resumen, la evolución de la cuenca ha pasado por una apertura Mesozoica y un choque de corteza oceánica con el continente, que ha sido responsable de una sedimentación inicial de origen marino, luego continental y, por último, marino nuevamente.

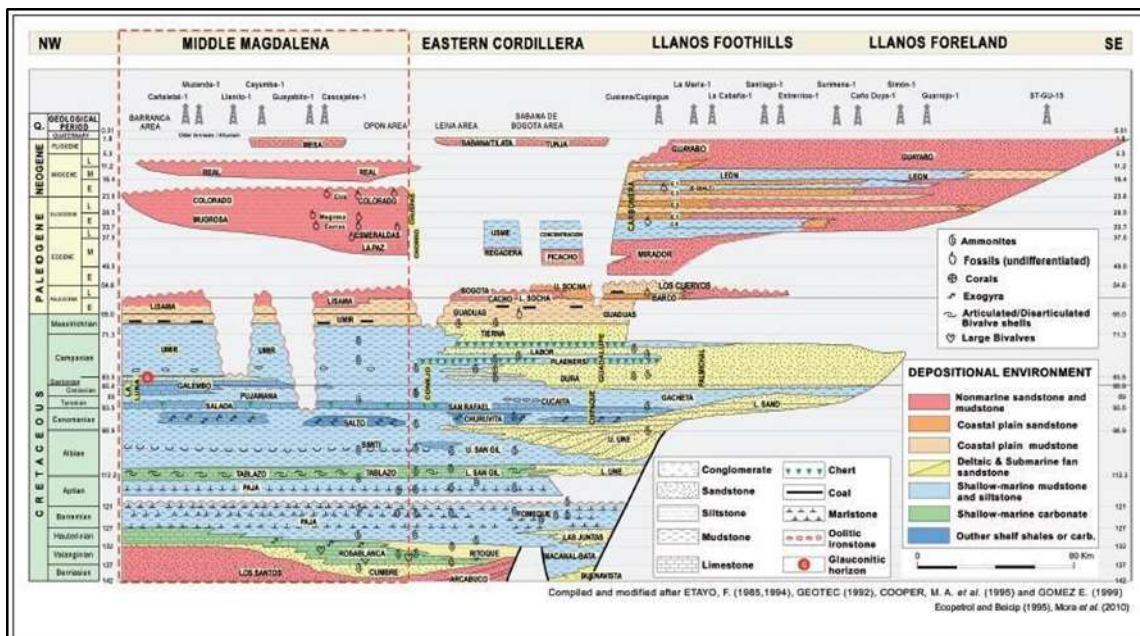


Figura 17. Diagrama Wheeler de la estratigrafía regional de las cuencas: Cordillera Oriental, Llanos y VMM. (Fuente: Compilación de la cuenca del valle medio del magdalena, servicio

geológico colombiano. Tomado de Etayo, 1985-1994; GEOTEC 1992-2000; Cooper, 1995; Gómez, 2001; Sarmiento- Rojas, 2001 y Mora et al., 2010 (Citado por Sarmiento, 2011)).

Se muestra la correlación de las formaciones entre las tres cuencas con su correspondiente ambiente deposicional, composición lítica y faunística.

Las Formaciones geológicas presentes en esta zona, con sus litologías correspondientes, se sintetizan en la siguiente figura.

SISTEMA	SERIE	UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA	SIMBOLO	LITOLOGIA	DESCRIPCION
TERCIARIO	CUAT. HOL.	GRUPO MESA	QH		Terrazas y aluviones
			TQ		Gravas, arenas y conglomerados. Espesor: 300 - 545 m.
	PLIO.	GRUPO REAL	Tmp		Discontinuidad estratigráfica (?)
					Areniscas, lodolitas y conglomerados. Espesor: 500 - 700 m.
	MIOCENO				Discontinuidad estratigráfica (?)
					Lodolitas rojas y areniscas conglomeráticas. Espesor: 935 - 1.250 m.
	OLIGOCENO	GRUPO CHUSPAS	Tom		
		FM. COLORADO			
		FM. MUGROSA	Teo		Lodolitas y capas delgadas de areniscas. Espesor: 550 - 850 m.
		FM. ESMERALDA			Areniscas, lodolitas y capas delgadas de carbón. Espesor: 160 - 575 m.
CRETACICO	PALEO.	FM. LA PAZ	Tpe		Areniscas conglomeráticas con estratificación cruzada. Espesor: 240 - 800 m.
		FM. LISIANA			Lodolitas areniscas y capas delgadas de carbón. Espesor: 300 - 950 m.
	SUPERIOR	FM. UMIR	1Ks		Lodolitas con concreciones ferruginosas y capas explotables de carbón. Espesor: 800 - 1.400 m.
		FM. LA LUNA	Kalc		Calizas, lodolitas calcáreas, concreciones calcáreas y rocas fosfóricas. Espesor: 280 - 630 m.
	INFERIOR	FM. SIMITI	Ksh		Lodolitas principalmente, areniscas y calizas en menor proporción. Espesor: 250 - 660 m.
		FM. TABLAZO	1Kl		Calizas y lodolitas calcáreas. Espesor: 240 - 325 m.
		FM. PAJA			Lodolitas y areniscas. Espesor: 150 - 625 m.
		FM. ROSA BLANCA			Calizas, lodolitas y areniscas. Espesor: 290 - 450 m.
		FM. CUMBRE	Kshh		Areniscas gris verdosas, cuarzosas, de grano fino, localmente lodosas, con intercalaciones de limolitas, arcillolitas y lodolitas de color gris, negro y rojizo, piritosas. Espesor: 25 - 100 m.
		FM. LOS SANTOS			
JURASICO	SUPERIOR	FM. GIRON			Areniscas cuarzosas claras, localmente conglomeráticas y lodolitas pardo rojizas. Espesor: 150 - 650 m.
					Alternancia de areniscas y lodolitas gris amarillentas a pardo rojizas, localmente niveles conglomeráticos, pardo rojizos, masivos y lenticulares. Espesor: 3.000 - 4.500 m.

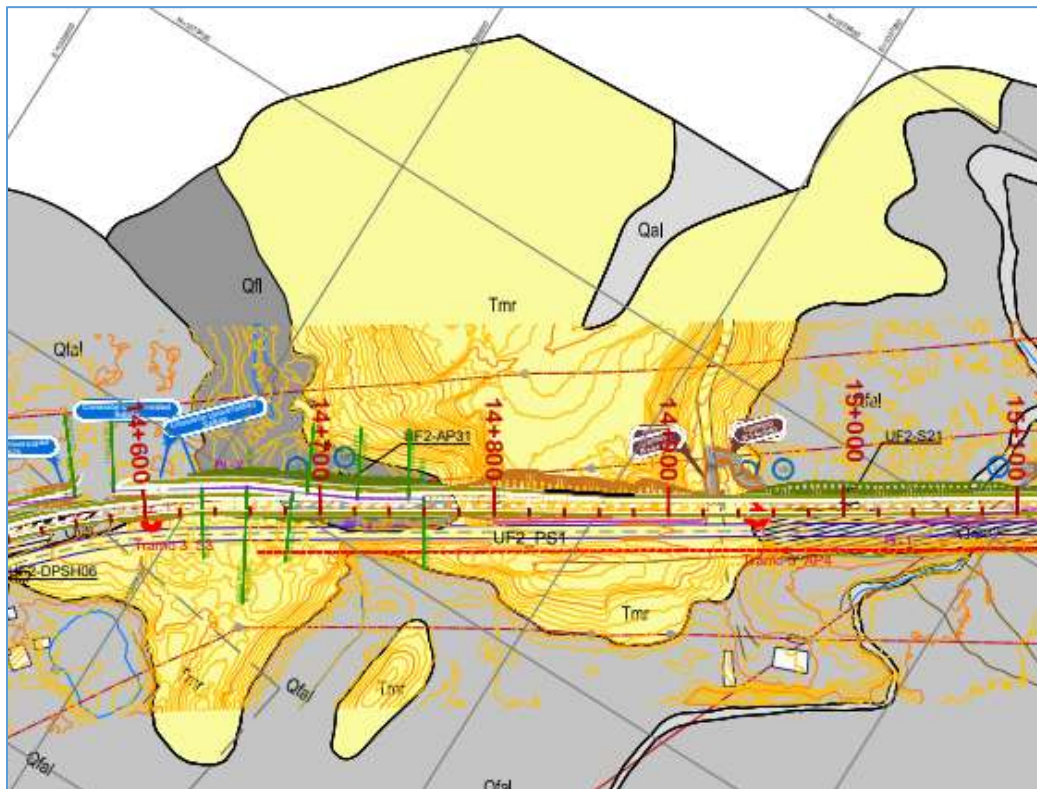
Figura 18. Columna Estratigráfica Cuenca Valle Medio del Magdalena. (Fuente: Mapa geológico generalizado departamento de Santander –memoria explicativa 2001 - INGEOMINAS).

Dichas Formaciones están constituidas de rocas arenosas y arcillosas con capas de carbón y limolitas. Algunas de ellas son roca almacén de hidrocarburos que han sido explotados económicamente.

Y específicamente, en la zona cuestión de este trabajo nos encontramos sobre rocas y suelos del Grupo Real cuyas características son el producto de fenómenos deposicionales, erosivos y de tratamientos antrópicos relacionados con la construcción de la vía Bucaramanga – Barrancabermeja.

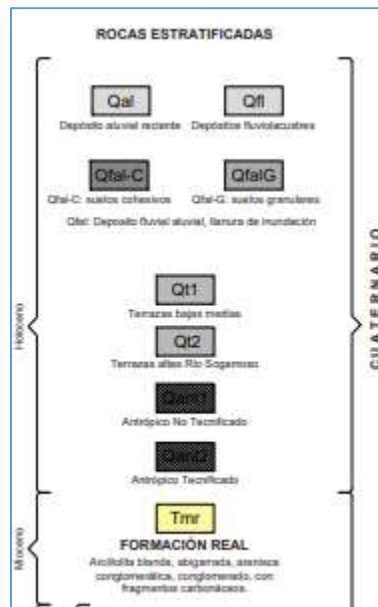
A continuación, plano detallado sobre las formaciones presentes en el sector en estudio.

Figura 19. Plano Geológico sector en estudio



Fuente: Volumen III. estudio de geología para ingeniería - UF 2, Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Figura 20. Convenciones unidades litoestatigráficas.



Fuente: Volumen III. estudio de geología para ingeniería - UF 2, Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.)

3.2 Geomorfología

El tramo vial a nivel regional atraviesa desde el punto de vista geomorfológico dos tipos de ambientes morfogenéticos y morfológicos correspondientes a un ambiente predominante de tipo denudativo que actúa sobre los sectores terciarios de morfología alomada a ondulada y en menor extensión ambientes aluviales de morfología plana.

Los procesos morfodinámicos más relevantes corresponden a erosión laminar, moderada a intensa y procesos agradacionales de sedimentación. Los procesos de remoción en masa son muy escasos y de poca extensión.

3.2 Litología

La litología principal está constituida por depósitos consolidados del Terciario agrupados en el Grupo Real, la cual se encuentra conformada en esta zona por tres niveles de importancia,

diferenciados localmente a lo largo del diseño planteado. Los suelos desarrollados son mayoritariamente arcillosos (CH a CL) y en menor proporción areno-gravoso SM a SC y GC.

4. Marco teórico

4.1 Equilibrio Límite

El análisis de estabilidad de taludes se realizará mediante la aplicación de métodos basados en el equilibrio límite. Los métodos de equilibrio límite se base en comparar las fuerzas o momentos que actúan sobre una determinada superficie de falla (planar, en cuña, circular, espiral logarítmica) versus las fuerzas o momentos que se resisten al movimiento, calculándose un factor de seguridad para el tipo falla supuesta. Este método no tiene cuenta las deformaciones que se presentan en masa de terreno.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes al movimiento}}{\sum \text{Fuerzas actuantes}}$$

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes al movimiento}}{\sum \text{Momentos actuantes}}$$

Se analizan las superficies de falla o superficies por donde puede ocurrir un deslizamiento, determinando la condición crítica, es decir la superficie que presenta el menor factor de seguridad. Una vez definida las condiciones críticas, se evalúan las alternativas de estabilización (modificación de pendientes, implementación de sostenimientos y/o de contención, mecanismos de protección, drenajes, entre otros) de tal forma se aumente los factores de seguridad.

Los parámetros e información necesaria para la aplicación del método de análisis de estabilidad de taludes es la siguiente: parámetros de resistencia de los estratos (ángulo de fricción y cohesión), pesos unitarios, parámetros de presión de poros (R_u , nivel freático), topografía del terreno, cargas externas.

El análisis de la superficie de falla de un talud se puede realizar estudiando la totalidad de la longitud o dividiéndola la masa deslizada en dovelas. (“Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales” - Ing. Jaime Suarez, 1998).

A continuación, se adjunta relación con los distintos métodos de análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite.

Tabla 12.

Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Tabla 4.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_a para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998

Respecto a los métodos relacionados y dadas las características geológicas y geotecnicas de los materiales que conforman el talud en estudio, se descartan en principio las superficies de falla de

tipo planar o de bloque. Con relación a los demás métodos, dada la diferencia de resultados que se obtiene entre un método y el otro, se tiene en cuenta lo mencionado por el Ing. Jaime Suarez en su libro “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, en relación al análisis realizado de los métodos, anotándose:

“Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Jambú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.”

Con base a lo anterior, para el análisis de estabilidad del talud en estudio se emplearán los métodos de Bishop Simplificado, Jambú Simplificado y Spencer, los cuales se detalla su alcance a continuación.

Método de Bishop Simplificado

Método presentado por Bishop (1955), en el cual se divide la superficie de falla en dovelas y se tiene en cuenta las fuerzas ejercidas entre dovelas; esta fuerza es asumida como horizontal, sin tenerse en cuenta la fuerzas de cortante.

Este método supone superficies de falla circulares.

La expresión utilizada para el cálculo de factor de seguridad por este método es el siguiente:

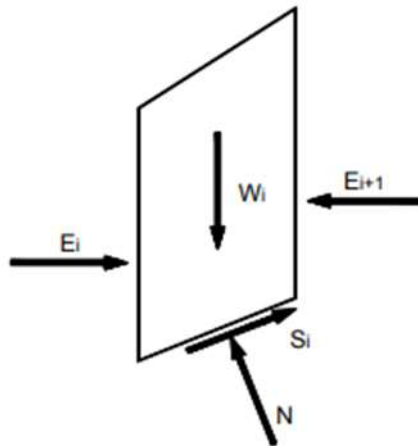
Figura 21. Ecuación 1. Expresión para el cálculo de Factor de seguridad, Método de Bishop Simplificado. (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998)

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W' - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (sen \alpha \tan \phi') / FS} \right]}{\sum W sen \alpha}$$

Donde:

- Δl = longitud de arco de la base de la dovela
- W = Peso de cada dovela
- C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.
- u = Presión de poros en la base de cada dovela
 $u = \gamma_w \times h_w$
- α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Figura 22. Esquema de fuerza sobre dovela – Método Bishop simplificado



Fuente: Duncan y Wrigh, 2005)

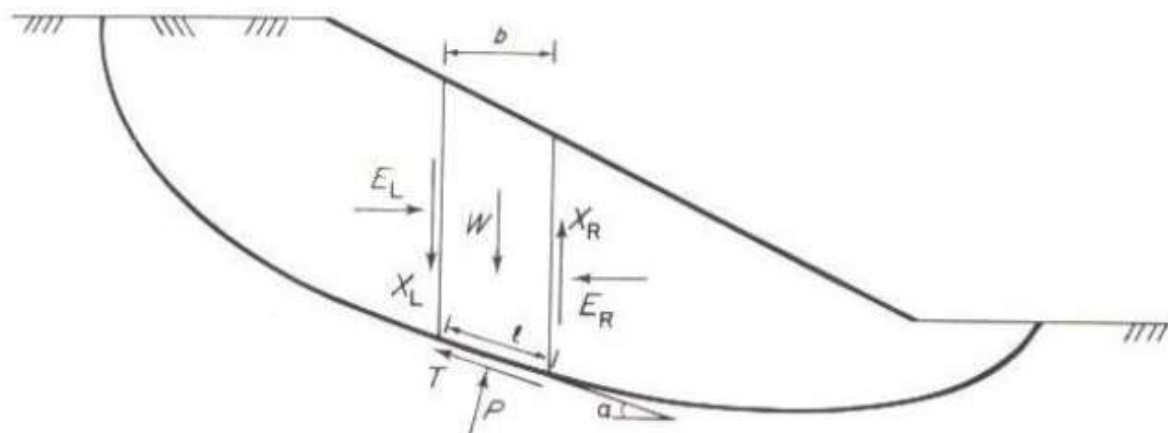
Método de Jambú Simplificado

Este método al igual que el de Bishop divide la superficie de falla en dovelas asumiendo fuerzas horizontales entre ellas, no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

Las superficies de falla consideradas por este método no necesariamente son circulares, para lo cual establecen un factor de corrección que depende de la curvatura de la superficie de falla; estos

factores de corrección son aproximados y según distintos autores, en algunos casos, pueden ser una fuente de equivocación en el cálculo de los factores de seguridad.

Figura 23. Esquema superficie de falla y fuerza sobre dovela – Método Jambú simplificado

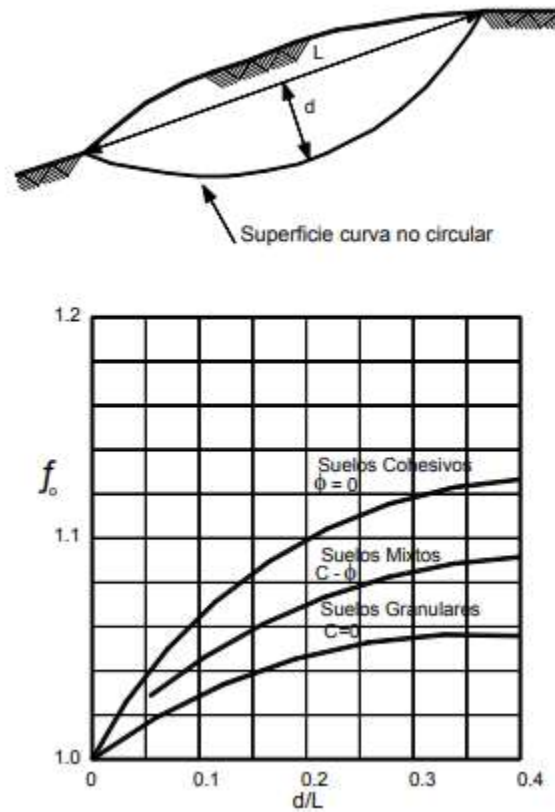


Fuente: Presentación “Análisis de Estabilidad de Taludes”, Jaime Suarez Díaz

Este método satisface el equilibrio de esfuerzos más no el equilibrio de momentos. La expresión utilizada para el cálculo de factor de seguridad por este método es el siguiente:

Figura 24. Ecuación 2. Expresión para el cálculo de Factor de seguridad, Método de Jambú Simplificado. (Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998)

$$F.S. = \frac{f_o \sum \left\{ \left[c' b + (W - ub) \tan \phi \right] \frac{1}{\cos \alpha \, m a} \right\}}{\sum (W \tan \alpha)}$$

Figura 25. Diagrama para determinar el factor de corrección f_0 

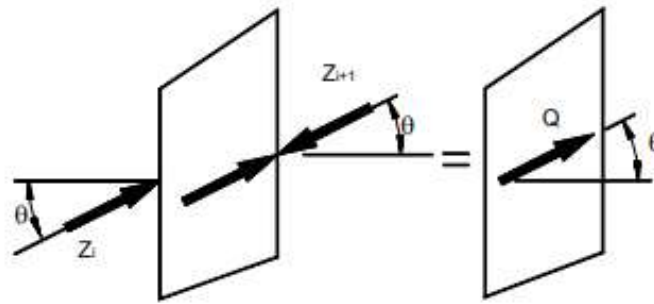
Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998)

Método de Spencer (1967)

Al igual que los dos métodos anteriores, la superficie de falla es dividida en dovelas. Este método supone que las fuerzas ejercidas entre dovelas son paralelas unas con las otras, es decir tiene el mismo ángulo de inclinación. El método fue propuesto para superficies de falla circulares, sin embargo, se amplió su aplicación a superficies no circulares.

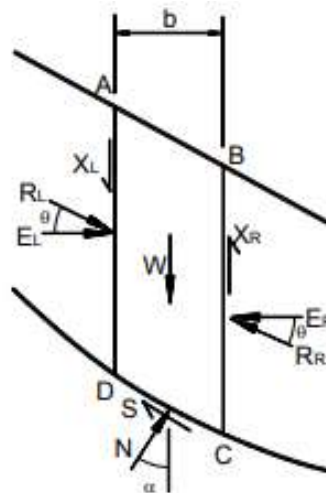
El ángulo de inclinación Θ de las fuerzas entre dovelas es desconocido y se calcula como una de las interrogantes en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer estableció dos ecuaciones para el cálculo de los factores de seguridad, una que satisface el equilibrio de fuerzas y la otra el equilibrio de momentos.

Figura 26. Paralelismo de la fuerza entre dovelas – Método Spencer



Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998).

Figura 27. Fuerzas que actúan sobre dovela – Método Spencer



Fuente: “Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998

Metodología numérica para el análisis de Equilibrio Limite, mediante el empleo de software.

Aunque existen para el análisis de estabilidad de taludes simples homogéneos una serie de tablas y ábacos que permiten calcular de una forma rápida los factores de seguridad, estas deben emplearse simplemente para darse una idea rápida de las condiciones de estabilidad, sin remplazar el análisis numérico riguroso que hoy en día se realiza con los distintos softwares que existen en el mercado, los cuales facilitan cada vez más el análisis y procesamiento de la información.

Para el análisis de estabilidad por equilibrio límite del talud en estudio se empleará el software SLIDE, el cual hace parte del paquete de ROCSCIENCE.

4.2 Análisis de Estabilidad Mediante Método de Elementos Finitos (Mef)

Dada la limitación que tiene el método de Equilibrio Limite (MEL) en cuanto a que no considera las deformaciones para el análisis de estabilidad, condición que puede tener incidencia en los procesos de falla que dependan de factor tiempo, al igual que de las condiciones requeridas de comportamiento (deformaciones admisibles); se realizará, complementariamente al análisis que se efectuó con el MEL, un análisis de masas continuas mediante el empleo de un software que maneja modelos numéricos de elementos finitos, el cual me permita hacer una análisis de esfuerzos-deformación.

Respecto a este método, el Ing. Jaime Suarez en su publicación “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales”, menciona:

“El método de elementos finitos resuelve muchas de las deficiencias de los métodos de equilibrio límite, este método fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente”.

“Un análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

- 1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación.*
- 2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse”.*

El análisis por elementos finitos puede ser realizado en dos dimensiones o tres dimensiones dadas las necesidades; para el problema en cuestión se consideró apropiado realizar un análisis en 2D, el cual me permitirá conocer el comportamiento esfuerzo – deformación para la definición de las obras de estabilización necesarias.

De acuerdo a lo anterior, se empleará el software de Elementos Finitos PLAXIS 2D, este es un programa de elementos finitos en dos dimensiones desarrollado para el análisis de deformación, estabilidad y flujo de aguas subterráneas en la Ingeniería Geotécnica. El desarrollo de este programa inició en 1987 por iniciativa del Ministerio de obras públicas de Holanda, por parte la Universidad de Tecnología DEFLT.

4.3 Factores de Seguridad Para el Diseño

Conforme a lo establecido en lo establecido en la sección H.2.4.3 de la NSR-10, los factores de seguridad básicos F_{SB} a aplicar para el diseño son los siguientes:

Tabla 13.

Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F_{SBM}	
	Diseño	Construcción
Taludes- Condición Estática y Agua subterránea Normal.	1,5	1,25
Taludes- Condición pseudo-estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1,05	1,05

5. Análisis sísmico de la zona en estudio

Conforme a lo indicado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, en su sección A.2.3 “Zona de Amenaza Sísmica”, la zona en estudio se encuentra localizada en una zona de amenaza sísmica Intermedia.

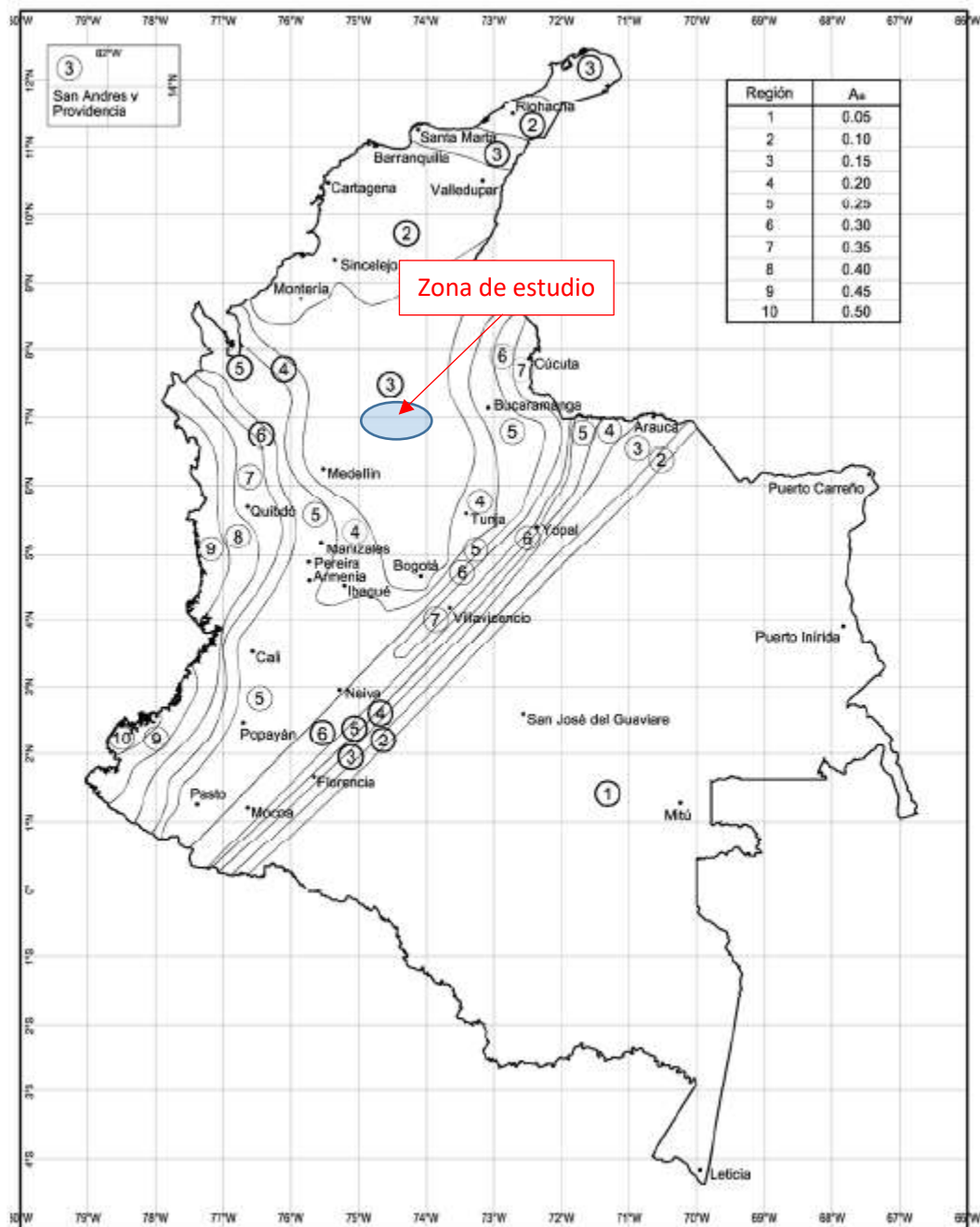
Figura 28. Zonas de Amenaza Sísmica



Fuente: Imagen recortada de la fig. A.2.3-1 de la NSR-10

La NSR-10 define las Zonas de Amenaza Sísmica Intermedia como el conjunto de lugares donde tanto A_a (Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva, para diseño) o A_v (Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva, para diseño), o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20.

Como lo establece la NSR-10, los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva representada por los parámetros A_a y A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. De acuerdo a lo anterior, nos remitimos a la figura A.2.3-2 de la NSR-10 y determinamos el valor de A_a . (Ver siguiente imagen).

Figura 29. Mapa de valores de A_a 

Fuente: Figura A.2.3-2 de la NSR-10

De acuerdo a la gráfica anterior, la zona en estudio perteneciente a la Región 3, la cual tiene un coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva de:

$$A_a = 0,15$$

Al encontrarse la zona de estudio cercana a la ciudad de Barrancabermeja, Santander, se constató el valor de A_a con la información del apéndice técnico A-4 de la NSR-10, donde se especifican los valores de A_a por ciudades capitales de departamento.

De acuerdo a lo establecido en la NSR-10, se evalúan los efectos locales con base en los perfiles de suelo dados en la tabla A.2.4-1 de la norma; para ello se considera el tipo de suelo existente en la zona de estudio y se determina el factor de amplificación del espectro por efecto de sitio F_a , el cual afecta la zona de periodos cortos del espectro.

Para la definición del tipo de perfil de suelo se consideran los parámetros del suelo de los 30m superiores del perfil en la zona de estudio, para lo cual se consideran los resultados obtenidos de ensayo ReMi (Ensayo de sismica pasiva) realizado por el constructor de las obras en sectores donde se realizarán trabajos de explanación.

Tabla 14.

Resultados ensayo (ReMi) - UF2

Perfil ReMi	UF	Coordenadas		Abscisa	Unidades y espesores afectados	Vs 30 (m/s)
		X	Y			
UF2-REMI-1	UF2	1.036.451	1.272.572	14+000	QAL (0 a 19,5 m); SR+W5 (19,5 a >30 m)	422

Fuente: Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes; Ruta del Cacao.

Tabla 15.

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{\sigma}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)	

Fuente: Tabla A.2.4-1, NSR-10

Con base al resultado de velocidades de onda obtenidos en el ensayo ReMi y de acuerdo a lo establecido en la tabla 2.4.4-1 de la NSR-10, los suelo que van a ser intervenidos en el tramo al que pertenece el sector en estudio, se clasifica como perfil Tipo C ($760 \text{ m/s} > V_s > 360 \text{ m/s}$).

De acuerdo a la tabla A.2.4-3 de la NSR-10, el valor del coeficiente F_a que le correspondería a la zona de estudio es de:

$$F_a = 1.2$$

Tabla 16.

Valores del Coeficiente F_a para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Fuente: Tabla A.2.4-3, NSR-10

Para efecto del análisis y diseño de talud en estudio, se determina la aceleración horizontal máxima (a_{max}) del terreno mediante la siguiente expresión:

$$a_{max} = A_a \cdot F_a$$

$$a_{max} = 0,15 \times 1,2 = 0,18$$

Sismo de Diseño

De acuerdo a lo establecido en la sección H.5.2.5 de la NSR-10, el coeficiente sísmico de diseño para el análisis seudoestático de taludes K_{ST} tiene un valor inferior o igual al de a_{max} , valor que se determina con la aplicación de la tabla H5.2-1 de la NSR-10, dependiendo del tipo de material térreo y del tipo de análisis.

Para el caso en estudio, se considera un valor de $K_{ST}/a_{max} = 0,8$.

Tabla 17.

Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de taludes.

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

Fuente: Tabla 5.2-1, NSR-10

Por consiguiente, el sismo de diseño para análisis Seudoestático de talud en estudio K_{ST} sería de:

$$K_{ST} = 0,18 \cdot 0,8 = 0,144$$

5.1 Incidencia por Sismos

Respecto a las situaciones de inestabilidades presentadas durante la última semana del mes de mayo de 2019, en los extremos de talud en estudio, reportadas en el capítulo de antecedentes, se realizó una revisión de los sismos presentados en el departamento de Santander en el periodo indicado, evaluando una posible incidencia en los procesos de inestabilidad.

Tabla 18.

Reporte de búsqueda, sismos presentados en el departamento de Santander, periodo 20 al 31 de mayo de 2019.

Total de registros:		419	
Graficar:		Ver Mapa Sismicidad	
Generar KML:		Generar KML	
Generar Excel:		Generar Excel	
Tipo de consulta:		cuadrante	
Departamento:	Santander	Municipio:	
Fecha inicial:	2019-05-20	Fecha final:	2019-05-31
Longitud mínima	-90 °	Longitud máxima:	-66 °
Latitud mínima:	-07 °	Latitud máxima:	15 °
Magnitud mínima:	0	Magnitud máxima:	9
Prof. min.:	0	Prof. máx.:	700
RMS min.:	0	RMS máx.o:	10
Gap min.:	0	Gap máx.:	360
Error prof. min.:	0	Error prof. máx.:	999
Error long. min.:	0	Error long. máx.:	999
Error lat. min.:	0	Error lati. máx.:	999

Fuente: Catálogo Sísmico, Servicio Geológico Colombiano - SGC

Se realizó la búsqueda en la página Web del Servicio Geológico Colombiano – SGC, de los sismos presentados en el departamento de Santander en el periodo del 20 al 31 de mayo de 2019, encontrándose un registro de 419 sismos.

A continuación, se relacionan los sismos con magnitudes mayores a 3; teniéndose como el de mayor magnitud un sismo presentado el día 25 de mayo de 2019, con magnitud de 4.8.

Tabla 19.

Sismos presentados en el departamento de Santander, periodo 20 al 31 de mayo de 2019, con magnitudes superiores a 3.

FECHA - HORA UTC	LATITUD (°)	LONGITUD (°)	PROF. (Km)	MAGNITUD	TIPO MAGNITUD	FASES	RMS (Seg)	GAP (°)	ERROR LATITUD (Km ⁻¹)	ERROR LONGITUD (Km ⁻¹)	ERROR PROFUNDIDAD (Km ⁻¹)	REGION	ESTADO
2019-05-20 06:01:00	6,806	-73,139	147,7	3,4	MLr_3	79	0,7	55	0,849	0,849	1,7	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-21 08:41:14	6,849	-73,114	145,76	3,2	MLr_3	81	0,8	66	0,99	0,99	2,1	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-24 00:07:48	6,803	-73,136	152,01	3,9	Mw(mB)	81	0,8	55	0,99	0,99	1,9	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-24 12:38:52	6,803	-73,135	148,73	3,3	MLr_3	76	0,7	55	0,849	0,849	1,6	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-25 15:13:37	6,813	-73,125	144,67	4,8	Mw(mB)	74	0,6	56	0,778	0,778	1,7	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-25 21:31:10	6,799	-73,14	150,65	3,1	MLr_3	76	0,8	55	0,99	0,99	2	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-26 11:13:11	6,856	-73,131	150,26	3,8	MLr_3	82	0,9	66	0,99	0,99	2	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-27 09:39:02	6,823	-73,141	148,59	3,1	MLr_3	66	0,6	56	0,849	0,849	1,7	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-29 09:07:09	6,836	-73,135	146,2	3,8	MLr_3	83	0,6	67	0,778	0,778	1,6	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-30 04:08:30	6,796	-73,144	149,42	3,2	MLr_3	84	0,7	55	0,778	0,778	1,6	Los Santos - Santander, Colombia	manual
2019-05-30 20:33:57	6,781	-73,143	149,76	3,2	MLr_3	64	0,8	54	1,131	1,131	2,2	Los Santos - Santander, Colombia	manual

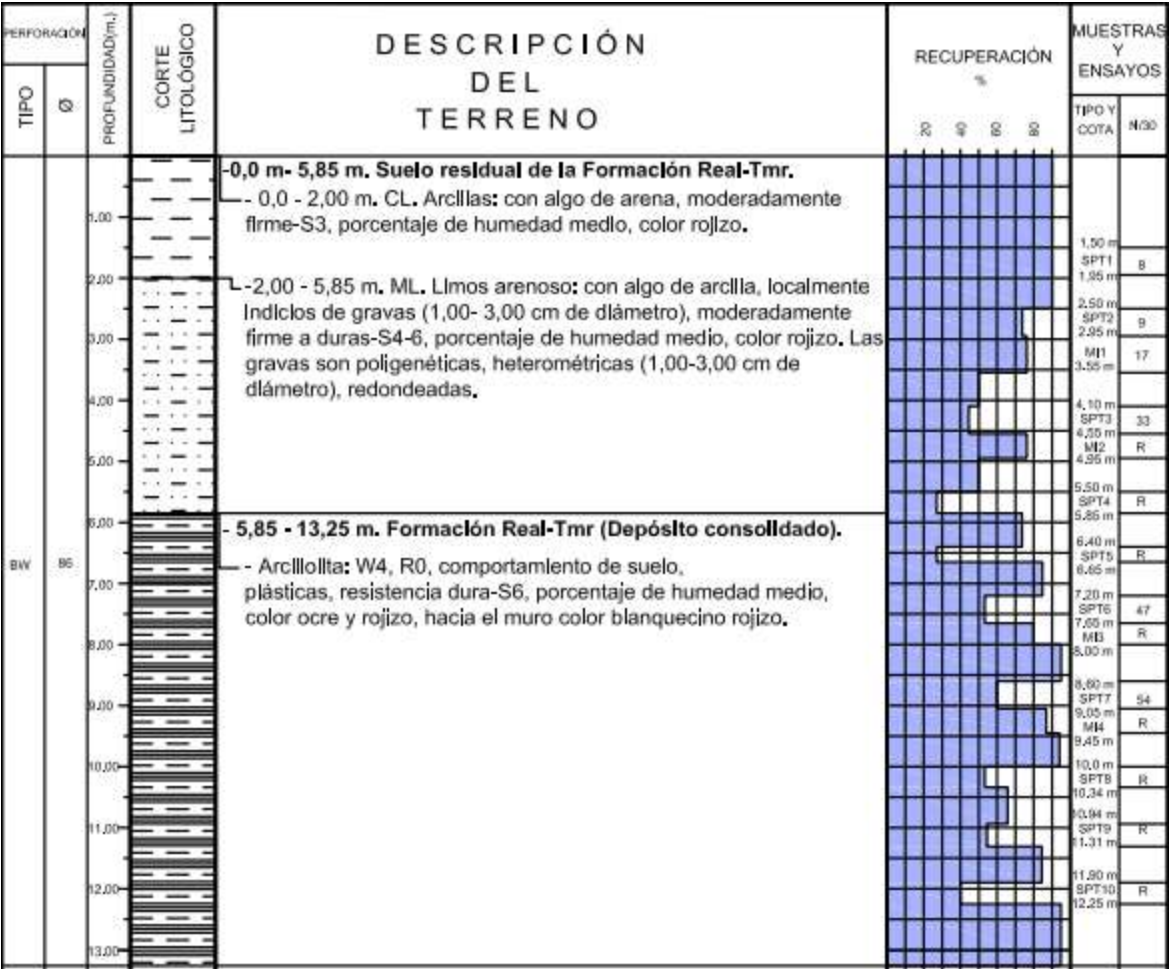
Fuente: Catálogo Sísmico, Servicio Geológico Colombiano - SGC

De acuerdo a lo anterior, dada la magnitud de los sismos y la profundidad de los epicentros, se descarta una posible incidencia de los mismos en los eventos de inestabilidad presentados en mes de mayo de 2019, considerando que para estas fechas ya se habían culminado los trabajos de estabilización propuestos.

6. Definición de parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad.

Con base en los parámetros geotécnicos de diseño definidos por el contratista de la obra, los cuales se mencionan en el capítulo de antecedentes de este informe, se procedió a realizar una verificación de los mismos con base a la información del sondeo (UF2-S45), realizado en el sector específico de estudio (corona del talud), sondeo realizado durante la ejecución de los trabajos de explanación y en que se obtuvo la siguiente información:

Figura 30. Sondeo realizado en el sector en estudio.



Fuente: Sondeo UF2-S45 , Ferrovial

Con base en la información de SPT obtenida del sondeo, se determinaron los valores de cohesión C y ángulo de fricción ϕ para cada unidad geotécnica definida, mediante el empleo de distintas correlaciones.

Inicialmente se realiza las correcciones de los valores de N_{45} obtenidos en los ensayos SPT, para posteriormente realizar los cálculos de los valores de N_{60} . En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos y los valores de N a emplear para la determinación de los valores de C y ϕ .

Tabla 20.

Determinación de los valores de N para aplicar correlaciones

PROFUNDIDAD m		Profundidad promedio m	Unidad geotécnica	Peso específico Kn / m3	Esfuerzos Totales Kn / m2	Presión de poros Kn / m2	Esfuerzos efectivos Kn / m2	No. GOLPES N45	N60	Rs	K	Cn (Seed- Idriss)	N1corr	N60 corr	Cn (AASHTO)	N1corr	N60 corr	N (a adoptar para correlaciones)	
1,5	1,95	1,725	SR-W5(g) (a)	19,7	33,98		33,98	8	6	0,34	1,41	1,661	13	9,75	1,3482	11	8,25	9	
2,5	2,95	2,725		SR-W5(g) (g)	19,5	53,54		53,54	9	7	0,54	1,41	1,383	12	9	1,1962	11	8,25	20
4,1	4,55	4,325				84,74		84,74	33	25	0,85	1,41	1,101	36	27	1,0427	34	25,5	
7,2	7,65	7,425	W4	21,6	148,50		148,50	47	35	1,48	0,92	0,842	40	30	0,8551	40	30	30	
8,6	9,05	8,825			178,74		178,74	54	41	1,79	0,92	0,768	41	30,75	0,7931	43	32,25		

Se determinan valores de cohesión no drenada a partir de distintas correcciones, aclarando que las mismas son para emplear en materiales arcillosos. Ver resultados en la siguiente tabla:

Tabla 21.

Determinación de valores de Cu mediante correlaciones con SPT

	N			Autor
	SR-W5 (g-a)	SR-W5 (g-a)	W5	
	9	20	30	
Cu (Kpa)	39,60	88,00	132,00	(Stroud 1974)
Cu (Kpa)	150,69	274,27	371,74	(Hara 1971)

Igualmente se determinan los valores de ϕ con distintas correlaciones, las cuales es importante aclarar que las misma, por lo que se pudo investigar, en su mayoría fueron creadas para ser empleadas en suelo granulares. Ver resultados en la siguiente tabla:

Tabla 22.

Determinación de valores de ϕ mediante correlaciones con SPT

Cálculo de ϕ	N			Autor
	SR-W5 (g-a)	SR-W5 (g-a)	W5	
	9	20	30	
ϕ	29,756	32,884	35,614	(Wolf 1989)
ϕ	29,800	34,952	38,470	(Hatanaka y Uchida 1996)
ϕ	27,728	33,974	38,238	(Japanese Railway Standards)
ϕ	30,240	34,200	37,800	
ϕ	30,250	33,000	35,500	Peck
ϕ	29,797	33,488	36,320	Peck, Hanson y Thombum
ϕ	25,607	30,811	34,365	Kishida
ϕ	30,378	37,561	41,435	Schmertmann
ϕ	28,688	30,750	32,625	Japan National Railway (JNR)
ϕ	24,186	28,693	31,771	Japan Road Bureau (JRB)
Promedio	29	33	36	

Respecto a los valores de C_u obtenidos, se puede evidenciar la gran diferencia de los valores obtenidos con las correlaciones aplicadas, razón por la cual no se tendría certeza del valor que más se aproximaría al realmente tendría el material.

Respecto a los valores de ϕ obtenidos, se evidencia que los valores se aproximan a los definidos por el contratista.

No obstante, lo anterior, se procedió a corroborar los parámetros geotécnicos definidos por el contratista con base en una retroanálisis en las secciones de talud donde se presentaron inestabilidades. Para ello se tuvieron las siguientes consideraciones en cuanto a nivel freático y modelación geotécnica.

6.1 Nivel Freático.

En el sondeo (UF2-S45) realizado en el sector en estudio no se identificó nivel freático, sin embargo, durante el proceso de excavación se pudo evidenciar la presencia de agua en los estratos intermedio e inferior del perfil de suelos, unidades geotécnicas SR+W5 (g) (grava) y W4, respectivamente, razón por la cual se consideró conveniente incluir en el modelo para el análisis de estabilidad la presencia de agua, para lo cual, se define una cabeza hidráulica total a nivel superior del estrato intermedio.

La consideración de la presencia de agua el talud en estudio se realizó mediante la modelación de agua subterránea “Groundwater” en SLIDE por el método de “Steady State FEA” (Análisis de Elementos Finitos de Estado Estacionario), método que permite definir las condiciones necesarias de límite de presión y flujo en el perfil suelo y límites definidos. Para esto se hace necesario conocer las características de permeabilidad de cada estrato de suelo.

De acuerdo a lo anterior, conociendo la clasificación de los materiales de cada estrato de suelo, se definieron los coeficientes de permeabilidad con base en las siguientes tablas:

Tabla 23.

Tamaño de poros y conductividad hidráulica (Lee, 1996)

Suelo	Conductividad hidráulica (permeabilidad) K (cm/seg)	Capacidad de infiltración (mm/hora)
Arcillas	$< 10 \times 10^{-9}$	0.25 a 2.5
Limos	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	2.5 a 8
Arenas finas	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	8 a 13
Arenas gruesas	1×10^{-5} a 1×10^{-2}	13 a 20
Gravas	$> 1 \times 10^{-2}$	20 a 30

Fuente: Deslizamientos, Análisis Geotécnico – Jaime Suarez.

Tabla 24.

Coefficientes de Permeabilidad

Tipos de suelo	Grado relativo de permeabilidad	Coefficiente de permeabilidad K (cm./seg.)	Propiedades de drenajes
Grava limpia	Alto	1×10^{-1}	Buena
Arena limpia	Medio	1×10^{-3}	Buena
Grava arenosa	Medio	1×10^{-3}	Buena
Arena fina	Bajo	1×10^{-3} a 1×10^{-5}	Franca a pobre
Limos	Bajo	1×10^{-3} a 1×10^{-5}	Franca a pobre
Arena limo arcilloso	Muy bajo	1×10^{-4} a 1×10^{-7}	Pobre o prácticamente imperceptible
Arcilla homogénea	Muy bajo a prácticamente impermeable	$< 1 \times 10^{-7}$	Prácticamente imperceptible

Fuente: A. Casagrande – Mecánica de Suelo, Juárez Badillo

Los coeficientes de permeabilidad empleados son los siguientes:

Tabla 25.

Coefficientes de Permeabilidad a emplear para el análisis de estabilidad

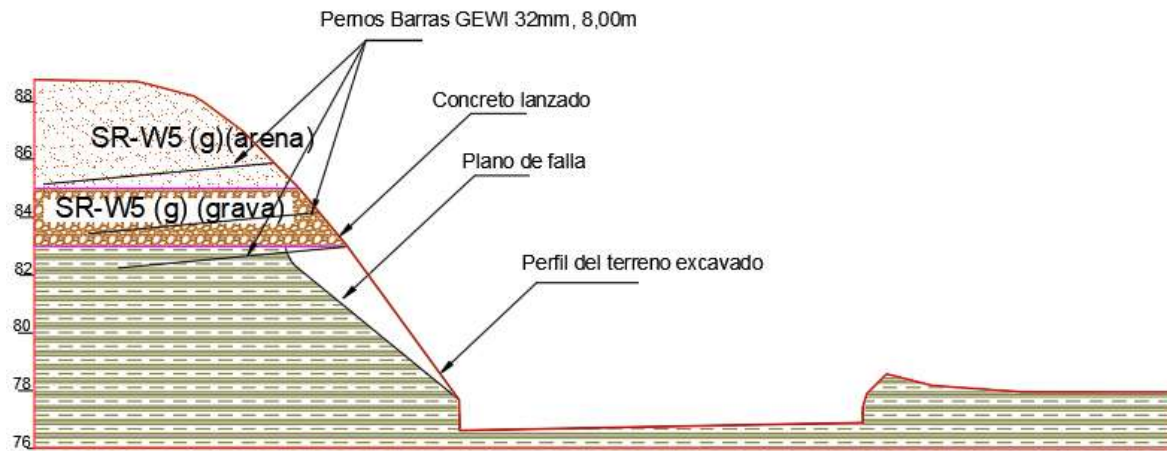
Unidad Geotécnica	Coefficiente de permeabilidad K (m/seg.)	K1/K2
SR-W5 (g) (Arena)	1×10^{-7}	1
SR-W5 (g) (Grava)	1×10^{-5}	1
W4	1×10^{-8}	1

6.2 Retroanálisis para la definición de los parámetros geotécnicos de diseño

Con base en la información topográfica de los dos (2) sectores donde se presentó inestabilidades en el talud, eventos mencionados en el capítulo 3 “Antecedentes”, en los cuales quedaron

expuestos los planos del deslizamiento; se realizó una verificación de los parámetros de resistencia inicialmente establecidos, considerándose igualmente las condiciones por la presencia de agua, factor que se considera detonante en las inestabilidades presentadas. Se realizó un retroanálisis con el propósito de calibrar el modelo geotécnico, definiendo los parámetros de resistencia que finalmente se utilizaran para el análisis de estabilidad y diseño de las alternativas de estabilización del talud en estudio.

Figura 31. Sección de falla K14+820.

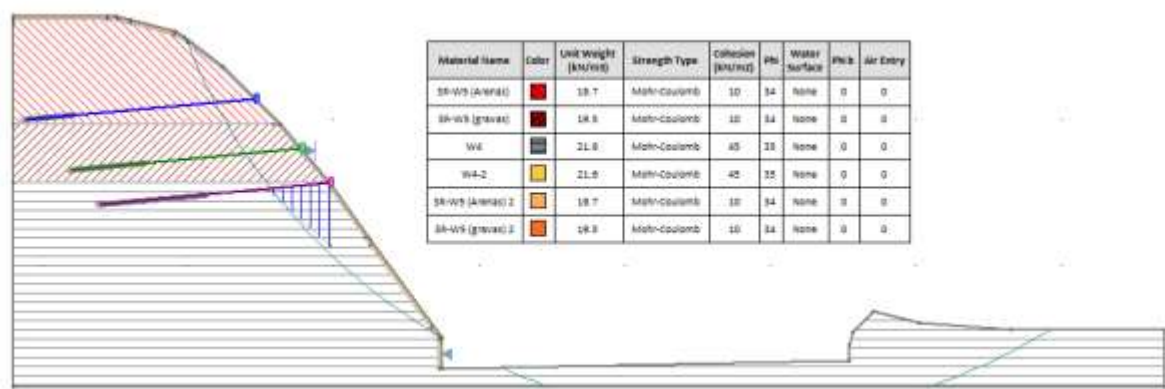


Como se puede observar en la ilustración anterior y según se indicó en el capítulo de antecedentes, al momento de presentarse la falla en el talud se habían construido los anclajes diseñados, y se había proyectado concreto en todo el talud. Dada esta situación se evalúa como la mas probable causa de la inestabilidad la presencia de agua en el terreno.

Por otra parte, en el modelo para la sección K14+820 se consideró una probable grieta en el talud, dado que la superficie de falla (circular), se interrumpió a la altura del estrato de arcillolita W4.

A continuación se ilustran los modelos empleados para el analisis de estabilidad.

Figura 32. Modelación en SLIDE, sección de falla K14+820.



Conociendo que en el diseño de estabilización realizado por el constructor no se consideró el espesor de concreto lanzado o gunita como aporte estructural, si no como una capa de protección contra la erosión, para nuestro analisis se consideró una franja muy delgada de material en la cara del talud con las mismas parametros de resistencia de cada estrato de suelo pero con coeficientes de permeabilidad diferentes (inferiores), que representan la impermeabilidad generada por la capa de concreto lanzado (se les asignó una permabilidad de 1×10^{-20} m/seg). Esto para modelar las condiciones de flujo al interior del terreno, como se muestra a continuación.

Figura 33. Modelación Steady State FEA, Flujo de agua en el talud – Presión de poros – Sección PK14+820

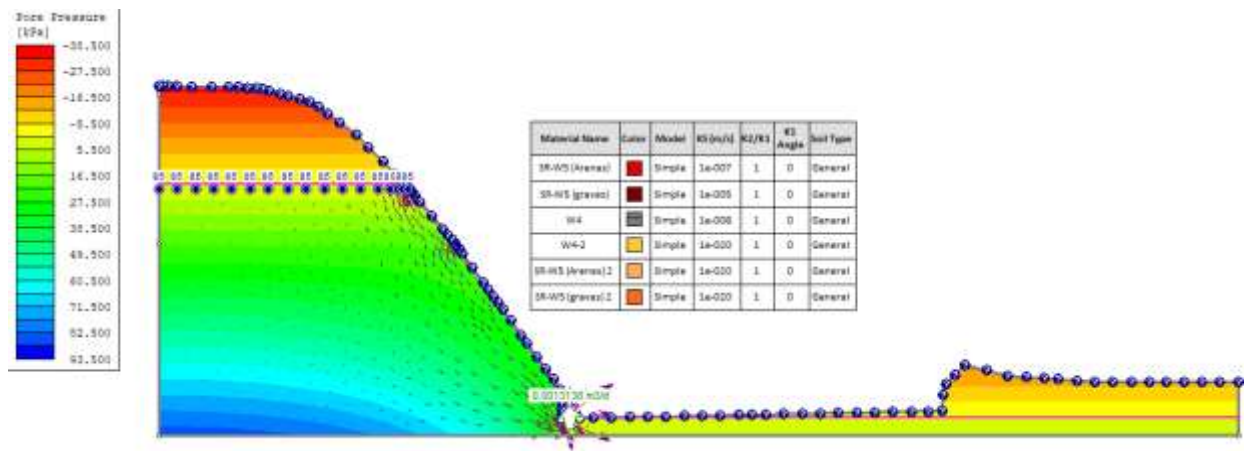
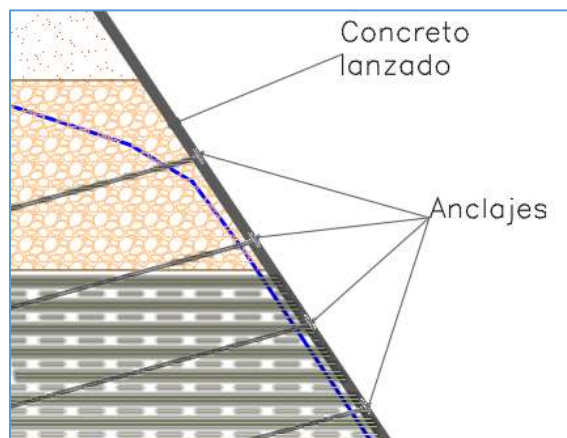


Figura 34. Flujo de agua a través del talud con la presencia del concreto lanzado. Sin considerarse drenajes horizontales



En la ilustraciones anteriores se muestra como es el flujo de agua al interior del terreno, dados los coeficientes de permeabilidad considerados para cada estrato de suelo, flujo que finalmente se estima llegaría, en condiciones deficientes de drenaje, a un filtro longitudinal construido en la pata del talud, dada la existencia del concreto lanzado de protección.

Dada las consideraciones anteriores, con los parámetros de resistencia inicialmente definidos para cada estrato de suelo, el análisis de estabilidad en el SLIDE arrojó que para la superficie de falla realmente presentada en el talud, el factor de seguridad obtenido fue de 1.7, lo que indica que con los parámetros de resistencia adoptados y las consideraciones de presencia de agua en el talud no debió haberse presentado esa superficie de falla.

Es así que se realizó un análisis de sensibilidad en SLIDE variando los parámetros de resistencia C y ϕ del estrato donde se presentó la superficie de falla (W4), con el propósito de obtener un factor de seguridad igual a 1.0, lo que me indicaría la inminente posibilidad que se generase una falla como la realmente presentada.

Se realizó la variación de los valores de C y ϕ , relativa a la media (parámetros de resistencia inicial), como se indica en la siguiente tabla:

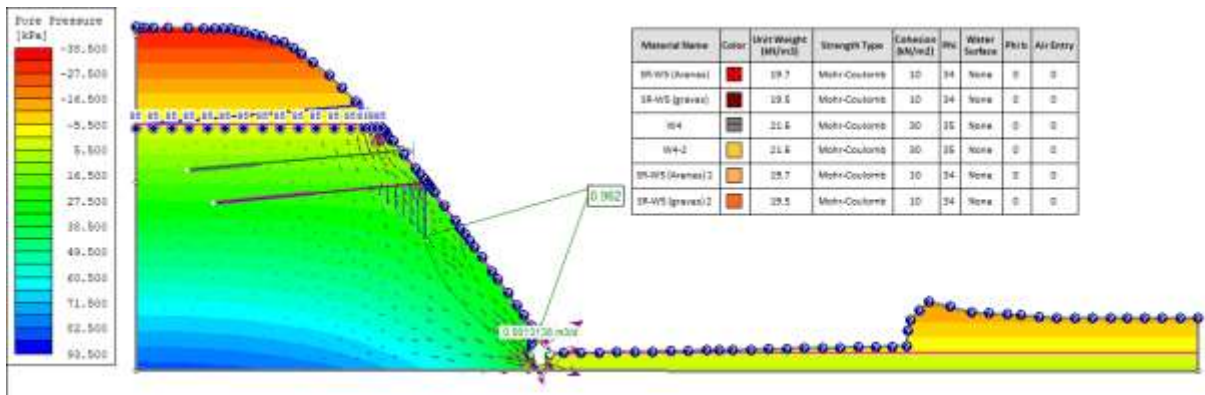
Tabla 26.

Valores asignados a C y ϕ para el análisis de sensibilidad, primer análisis.

Material Statistics					
#	Material Name	Property	Mean	Rel. Min	Rel. Max
1	■ W4	Cohesion	45	20	20
2	■ W4	Phi	35	10	10
3	■ W4-2	Cohesion	45	20	20
4	■ W4-2	Phi	35	10	10

En el análisis de sensibilidad se obtuvo que disminuyendo el valor de la Cohesión C del estrato W4 a 30KN/m², se obtendría una superficie de falla similar a la presentada realmente, con un factor de seguridad aproximadamente igual a 1,0, como se muestra en la siguiente ilustración.

Figura 35. Factor de seguridad obtenido en el plano de falla con variación de los parámetros de resistencia en el análisis de sensibilidad.



Con base a los parámetros de resistencia y condiciones de flujo definidas en la sección anterior, se realizó el análisis de estabilidad del segundo sector (PR14+890) donde se presentó falla en el talud. Como resultado de este análisis, se obtuvo que, para que se genere la sección de falla presentada

se deben reducir drásticamente los parámetros de resistencia, condición que no se ajusta a las características reales de los materiales. Es así que, remitiéndonos a los registros fílmicos y considerando la característica del material donde se produjo la falla (W4, los materiales corresponden a una transición entre suelos muy duros y roca blanda), se evidenció en un sector localizado cierto diaclasamiento en la roca altamente meteorizada, lo que pudo generar la pequeña falla en cuña.

A continuación, unas ilustraciones donde se muestra el análisis de estabilidad realizado en SLIDE en el sector en cuestión, donde se evidencia que el factor de seguridad obtenido en el plano de falla no estuvo cercano a 1,0.

Figura 36. Sección de falla K14+890, para corroboración de los parámetros de resistencia adoptados.

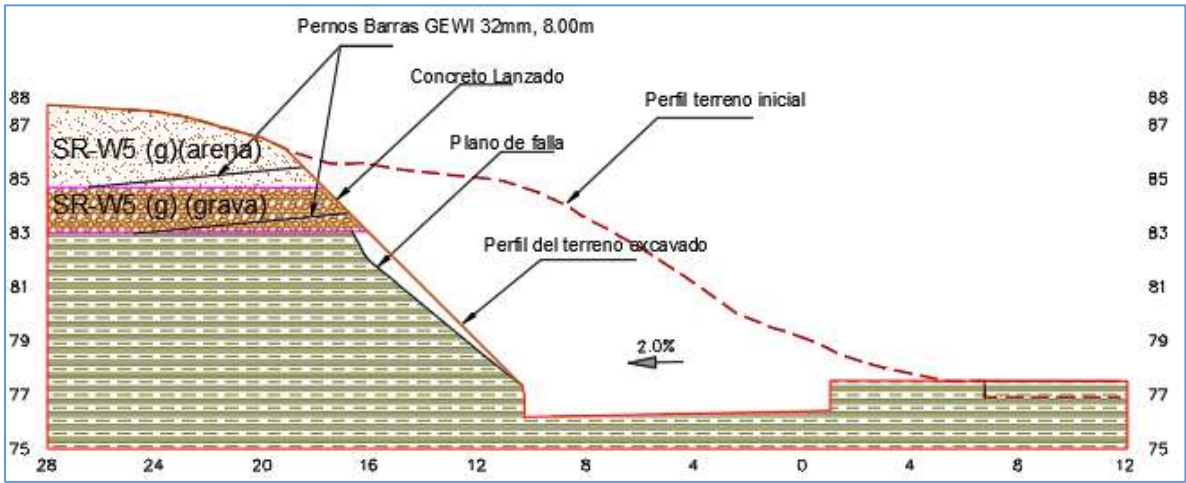


Figura 37. Modelación en SLIDE, sección de falla K14+890.

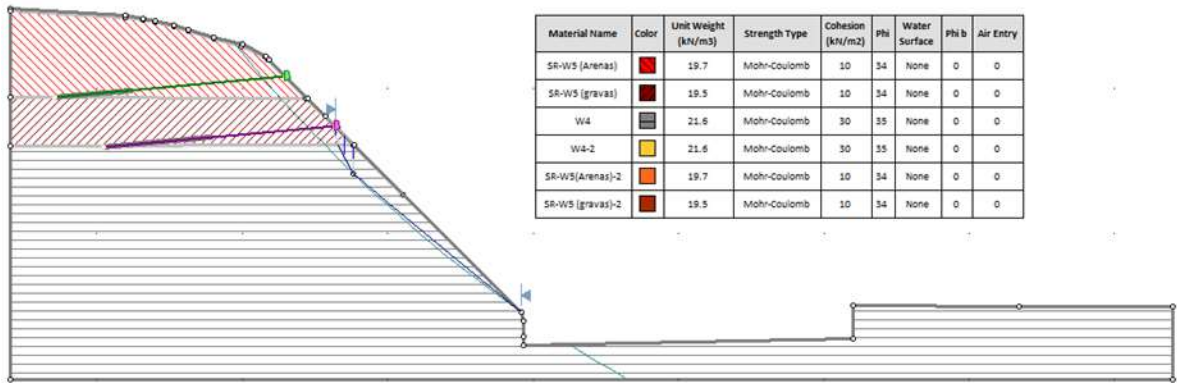
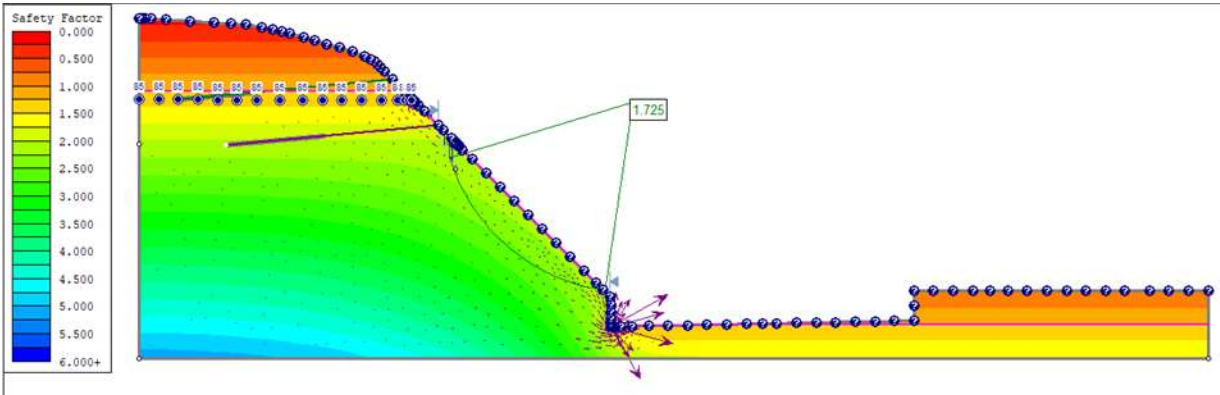


Figura 38. Factor de seguridad obtenido en el plano de falla, considerando flujo de agua en el talud – Presión de poros – Sección PK14+820.



Por lo anterior se concluye que la falla presentada en el sector del PR14+890 fue debida a las diaclasas evidenciadas en este sector específico del talud, situación que indujo directamente la falla, pero que no es una condición representativa del estrato, ni de su resistencia mecánica, sino, una falla puntual desafortunada.

Teniendo en cuenta lo anterior y con base a la información obtenida de las exploraciones geotécnicas y ensayos de laboratorio realizados a los materiales por parte del constructor, los parámetros de resistencia finalmente definidos para el análisis de estabilidad y diseño de las obras de estabilización son los siguientes:

Tabla 27.

Parámetros geotécnicos definidos para análisis de estabilidad y diseño de las obras de estabilización.

Unidad	γ_{ap} (t/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c _u (KPa)	v'	E' (MPa)
SR+W5 (g) (arena) (Fm.Tmr)	1,97	10	34	145	0,3	50
SR+W5 (g) (grava) (Fm.Tmr)	1,95	10	34	145	0,3	50
W4 (Fm.Tmr)	2,16	30	35	285	0,3	100

7. Análisis de estabilidad del talud y alternativas de estabilización.

Una vez definidos los parámetros geotécnicos se procedió a realizar el análisis de estabilidad del talud teniendo como punto de partida las condiciones iniciales del terreno.

7.1 Evaluación de la estabilidad de talud al modificarse su pendiente.

De acuerdo a los diseños inicialmente establecidos por el constructor, el talud de la vía tenía una pendiente de 1H:1V. Aplicando el talud de diseño parte de la torre eléctrica quedaría sin apoyo, razón por la cual se hace necesario modificar la pendiente del talud.

Se realiza el análisis de estabilidad en SLIDE modificando la pendiente del talud de tal forma que se tenga una distancia aproximada de 3,00m entre la corona del talud y el apoyo más cercano de la torre eléctrica, esto como medida preventiva para disminuir riesgos sobre la estructura. Para esto se define una pendiente para el talud de 1H:1.5V

Figura 39. Planteamiento de estabilización mediante la modificación de la pendiente del talud.

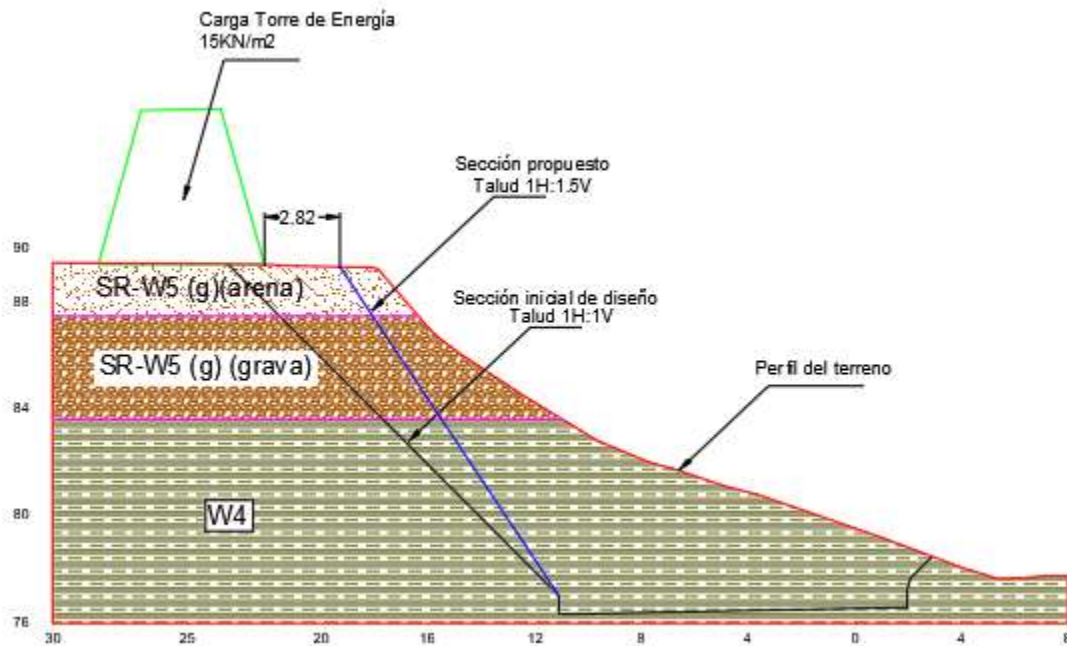
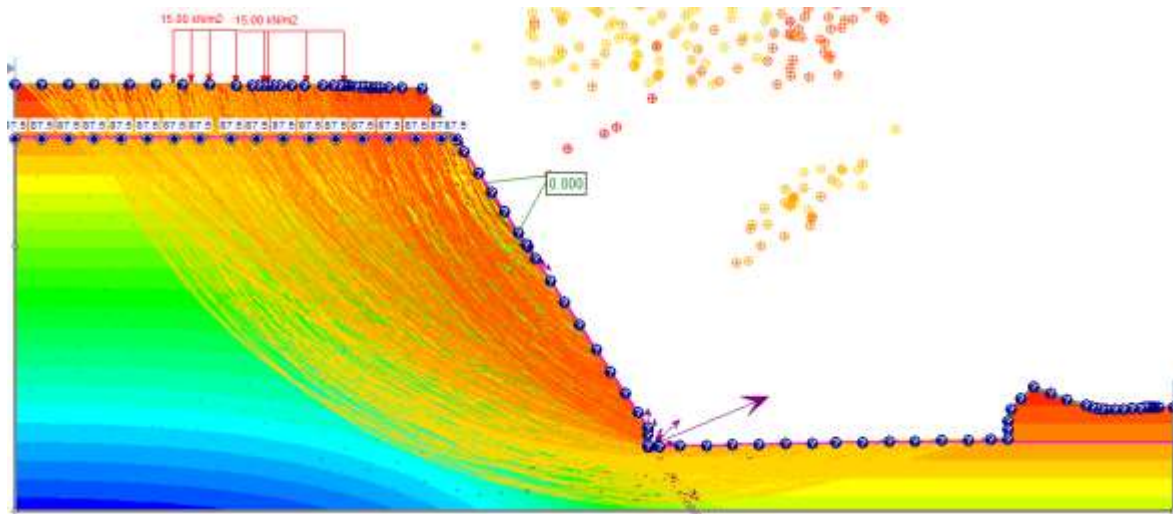


Figura 40. Superficies de falla ($F. S \leq 1,5$) obtenidas para el planteamiento de modificación de la pendiente del talud



Como resultado de análisis realizado se obtuvieron varias superficies de falla con factor de seguridad menores al requerido ($FS \geq 1,5$), razón por la cual se hace necesario complementar esta opción de estabilización. Para nuestro caso se realizó un análisis mediante la inclusión de anclajes.

7.2 Características del tipo de anclaje a emplear

El tipo de anclaje a emplear son barras GEWI, las cuales se escogieron teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Estas barras pueden ser empleadas tanto para anclajes pasivos como activos.
- Para longitudes de anclaje cortas resultan más económicos que los cables.
- Su ejecución es mucho más sencilla y rápida que con los cables.

A continuación, se adjunta tabla con las propiedades de las barras Gewi según diámetro nominal:

Tabla 28.

Propiedades Barras GEWI a emplear en los anclajes.

Propiedades de los Sistemas GEWI® & GEWI® Plus							
Ø Nominal	Tensión de Elasticidad	Tensión de Ruptura	Carga de Elasticidad	Carga de Ruptura	Paso	Área de Sección Transversal ^{a)}	Peso ^{b)}
	[Kg/mm²] [MPa]	[Kg/mm²] [MPa]	[t]	[t]	[mm]	[mm²]	[Kg/m]
GW 25 mm	50 [500]	75 [750]	25	37	12,5	491	3,90
GW 25 mm Plus	67 [670]	80 [800]	33	39	12,5	491	3,90
GW 28 mm Plus	67 [670]	80 [800]	41	49	14	616	4,83
GW 32 mm	50 [500]	55 [550]	40	44	16	804	6,1
GW 32 mm Plus	67 [670]	80 [800]	54	64	16	804	6,31
GW 50 mm	50 [500]	55 [550]	98	108	26	1.963	15,40
GW 57,5 mm Plus*	67 [670]	80 [800]	174	208	20	2.597	20,38
GW 63,5 mm Plus*	67 [670]	80 [800]	212	253	21	3.167	24,86
GW 75 mm Plus*	67 [670]	80 [800]	296	353	24	4.418	34,68

a) área calculada
b) peso nominal teórico

Módulo de Elasticidad: E = 20.500 Kg/mm² +/- 5%

Fuente: Folleto Sistemas DYWIDAG, DSI

De acuerdo a la tabla anterior, la carga de elasticidad de los anclajes a utilizar, Barras Gewi de 32mm, es de Q = 40 t. Para efectos de la modelación y diseño se consideró una Carga Nominal Q_n igual al 75% de la carga de elasticidad:

$$Q_n = 30t \approx 300000 \text{ N}$$

7.2.1 Propiedades de los materiales a emplear para los anclajes. Lechada de concreto, f'c= 28Mpa; E= 24870 Mpa; Relación de Poisson $\nu = 0,2$.

Barras de acero tipo GEWI, E=200000 Mpa. Q_n = 30t.

7.2.2 Capacidad de arrancamiento de los anclajes. De acuerdo a lo establecido en la NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTE - CCP14, los anclajes se deben diseñar para resistir el arrancamiento de la longitud adherente en el suelo o roca.

La capacidad de los anclajes contra el arrancamiento se determina mediante la expresión establecida en la sección 11.9.4.2 del CCP14, con la cual se define la longitud de adherencia del anclaje o longitud bulbo del anclaje.

Figura 41. Ecuación 3. Capacidad contra el arrancamiento de los anclajes.

(Fuente: Expresión 11.9.4.2-1, CCP14)

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_n L_b \quad (11.9.4.2-1)$$

donde:

- ϕ = factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes (adim)
- Q_n = resistencia nominal de los anclajes al arrancamiento (N)
- d = diámetro del orificio para el anclaje (mm)
- τ_n = esfuerzo nominal de adherencia del anclaje (MPa)
- L_b = longitud de adherencia del anclaje (mm)

Esfuerzo nominal de adherencia del anclaje

Según lo establecido en la sección C11.9.4.2 de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – CCP14, se estima la adherencia nominal (última) de los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla 29.

Esfuerzos de adherencia unitario último para anclajes en suelos cohesivos

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Rigidez del suelo o resistencia a la compresión no confinada (MPa)	τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa)		
Mezclas de limo y arcilla	Rígidas a muy rígidas: 0,096-0,383	0,03 a 0,07
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa-2,8 MPa)		
Arcilla altamente plástica	Rígida: 0,096-0,239 Muy rígida: 0,239-0,383	0,03 a 0,10 0,07 a 0,17
Arcilla medianamente plástica	Rígida: 0,096-0,239 Muy rígida: 0,239-0,383	0,10 a 0,25 0,14 a 0,35
Limo arenoso medianamente plástico	Muy rígido: 0,239-0,383	0,28 a 0,38

Fuente: Tabla C11.9.4.2-1, CCP14

Considerando que los anclajes van a estar actuando en el estrato W4 y que el sistema de inyección de la lechada de mortero se realizará mediante inyección, se asumió un esfuerzo de adherencia unitario último (τ_n) de 0,19 Mpa.

Valor corroborado con la siguiente expresión de Litlejohn y Bruce (1975):

$$\tau_n = \frac{\sigma_u}{30}$$

Teniéndose un σ_u de 0,570 Mpa, entonces el esfuerzo nominal de adherencia τ_n sería de:

$$\tau_n = 0,19 \text{ Mpa}$$

Este esfuerzo nominal de adherencia podría determinarse con certeza si se cuentan con pruebas de arrancamiento, las cuales no se tienen en momento, pero que se puede verificar durante la ejecución de las obras.

Factor de resistencia al arrancamiento.

El factor de resistencia al arrancamiento de los anclajes se estableció según lo indicado en la Tabla 11.5.7-1 de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP14, la cual se muestra a continuación.

Tabla 30.

Factores de resistencia

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares)	0.65 ⁽¹⁾
	• Suelos cohesivos	0.70 ⁽¹⁾
	• Roca	0.50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.0 ⁽²⁾
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A615)	0.90 ⁽³⁾
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A722)	0.80 ⁽³⁾
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90

Fuente: Tabla 11.5.7-1 Norma Colombiana de Diseño de Puentes -CCP14

De acuerdo a lo anterior, se emplea un Factor de Resistencia al arrancamiento de 0,70, correspondiente a suelos cohesivos.

$$\phi = 0,70$$

Diámetro del orificio del anclaje para el anclaje

El diámetro de la perforación se estimó mediante el empleo de la siguiente expresión (Fuente: Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ing. Jaime Suarez, 1998).

$$0.40 \leq d_a/d_o \leq 0.6; \text{ con } d_a = 32\text{mm, entonces}$$

$$80\text{mm} \leq d_o \leq 53\text{mm}$$

De acuerdo a lo anterior, se establece un diámetro de perforación o de orificio de 3” (aprox. 76mm).

$$d = 76\text{mm}$$

Determinación de la longitud de adherencia del anclaje L_b (longitud del bulbo)

Con los datos anteriores, mediante la expresión 11.9.4.2-1 del CCP14, se procedió a determinar la longitud de adherencia del anclaje L_b .

$$L_b = \frac{Qn}{\phi \pi d \tau} = \frac{300000}{0.70 * \pi * 76 * 0.19}$$

$$L_b = 9447\text{m} \approx 9.5\text{m}$$

7.3 Alternativa 1. Estabilización con anclajes e instalación de concreto lanzado de protección.

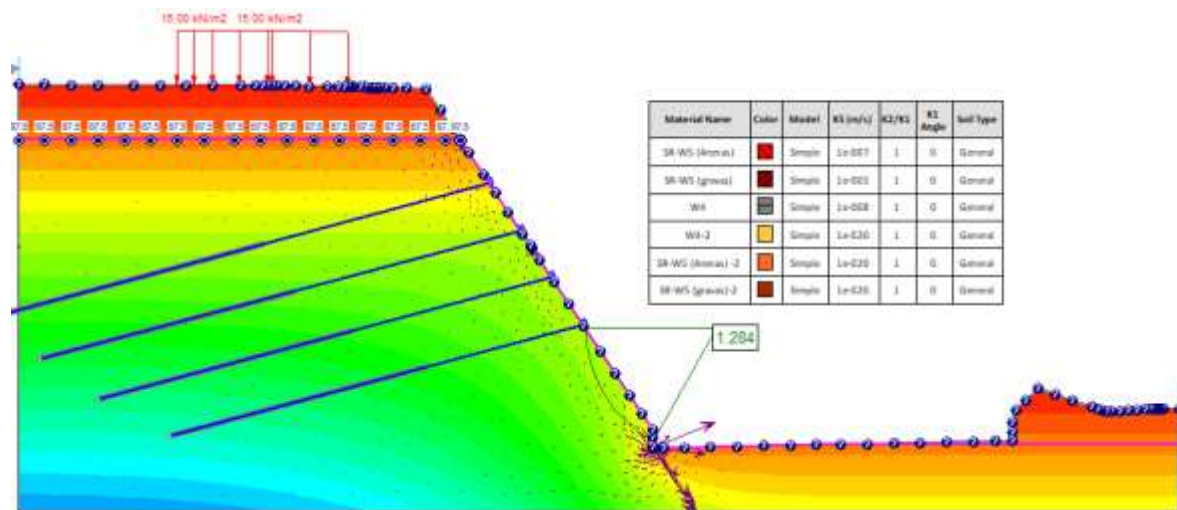
Como primera alternativa de estabilización se propuso perfilar el talud con una pendiente 1H:1.5V con la inclusión de una malla de anclajes, Barras GEWI de 32mm, con las especificaciones dadas en la sección anterior; adicionalmente se planteó la colocación de una capa de concreto lanzado o guníta, la cual tendría como función proteger el talud ante procesos erosivos, sin considerarse aporte estructural.

De no contemplarse las debidas obras de drenaje para el manejo de las aguas subterráneas, con la instalación del concreto lanzado se podría generar ciertas condiciones de inestabilidad en el talud debido a la impermeabilización generada por el concreto; situación que será evaluada a continuación.

Para la modelación en SLIDE, al igual que se realizó en la corroboración de los parámetros de resistencia, se consideró una franja muy delgada de material en la cara del talud con los mismos parámetros de resistencia de cada estrato de suelo, pero con coeficientes de permeabilidad diferentes (inferiores) que representan la impermeabilidad generada por la capa de concreto lanzado, esto para modelar las condiciones del flujo al interior del terreno.

Como primer análisis, se evaluó el comportamiento del talud a medida que se iba instalando filas de anclajes desde la parte superior hacia la inferior del talud, siempre ubicando el bulbo de los anclajes por fuera del círculo de falla ($F.S. < 1,5$) definido para condición de estabilidad sin anclajes, observándose que a medida que se iban colocando las filas de anclajes los círculos de falla descendían hacia la pata del talud como consecuencia de las líneas de flujo dentro del talud. En este análisis no se contempló la instalación de drenajes con el propósito de evaluar las condiciones más críticas en el caso de que los anclajes pierdan su funcionalidad por cualquier motivo. A continuación, se ilustra el análisis realizado.

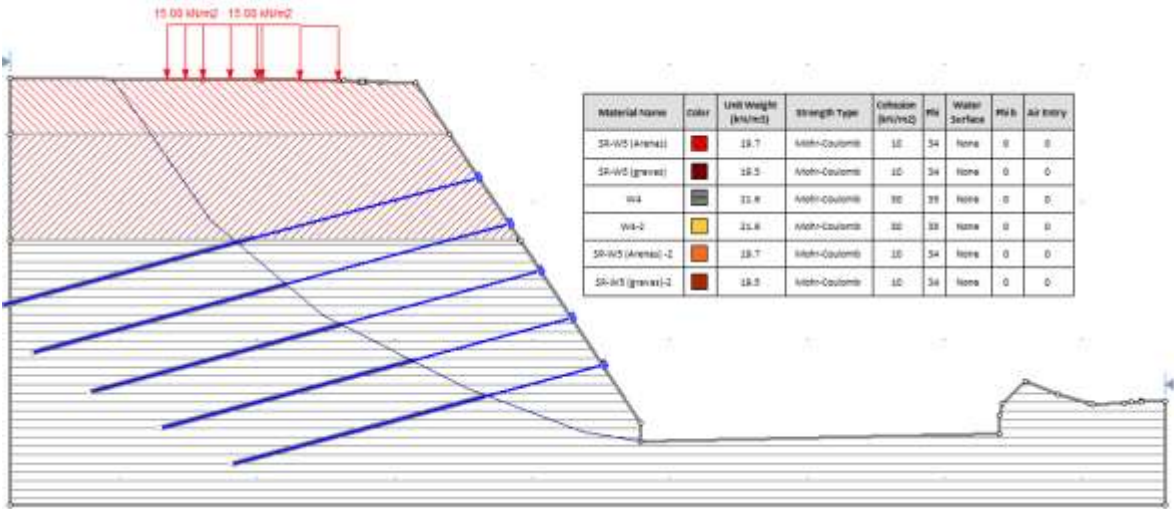
Figura 42. Análisis de estabilidad en SLIDE – Steady State FEA, Alternativa 1 (con cuatro (4) filas de anclajes)



Como se observa en la ilustración anterior y como se indicó anteriormente, los círculos de falla con factores de seguridad (F.S.) menores a 1,5 se van generaron hacia la parte inferior de talud, dadas la condición de flujo al interior del terreno. Es así que para cuatro (4) líneas de anclajes se obtuvo un F.S. del orden de 1.3.

Con base en lo anterior, se realizó nuevamente el análisis de estabilidad incluyendo otra línea de anclajes, cinco (5) en total, obteniendo los siguientes resultados:

Figura 43. Modelo en SLIDE – Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes).



Análisis de Estabilidad Condición Estática

Figura 44. Análisis Estático en SLIDE – Método Steady State FEA, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes)

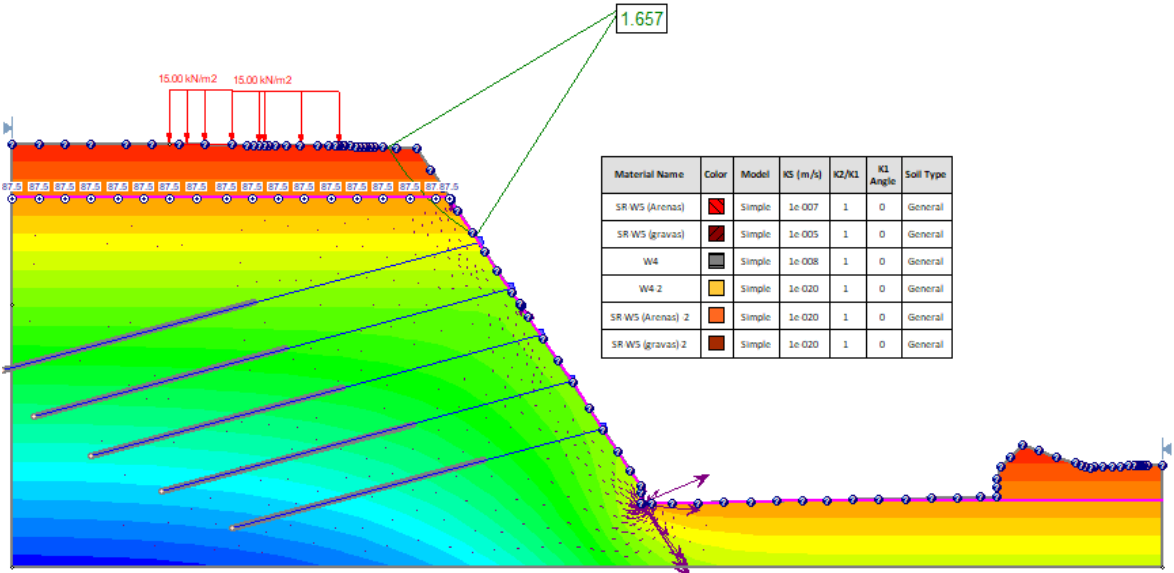


Tabla 31.

Chequeo de factores de seguridad, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes) – Condición Estática

Método	F.S.	F.S. Mínimo	Cumplimiento
Bishop Simplificado	1,657	1,50	OK

Jambú simplificado	1,624	1,50	OK
Spencer	1,666	1,50	OK

Análisis de Estabilidad Condición Seudoestática

Figura 45. Análisis Seudoestático en SLIDE – Método Steady State FEA, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes)

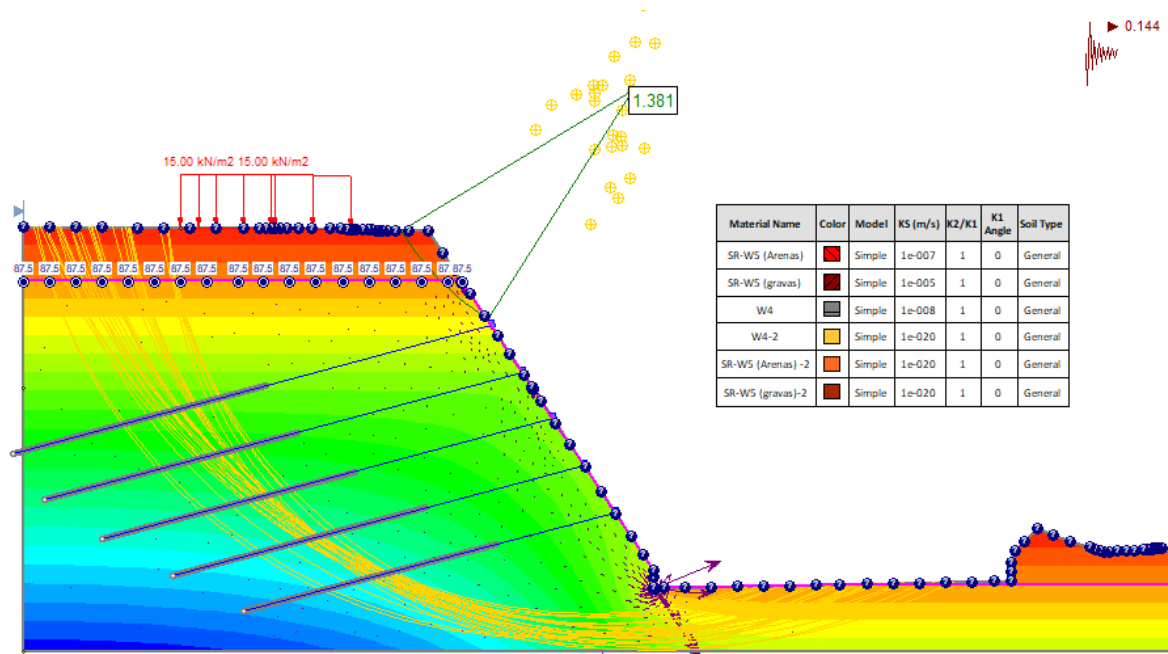


Tabla 32.

Chequeo de factores de seguridad, Alternativa 1 (con cinco (5) filas de anclajes) – Condición Seudoestática

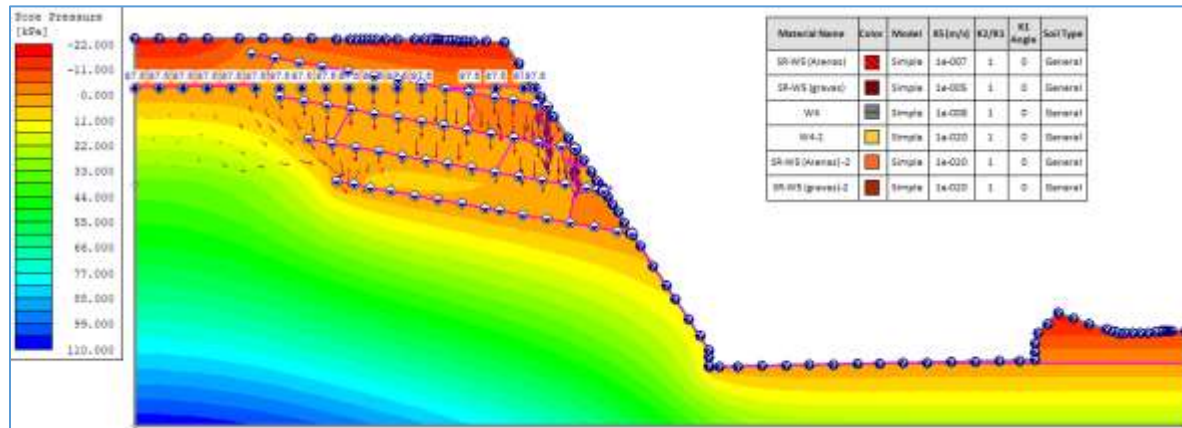
Método	F.S.	F.S. Mínimo	Cumplimiento
Bishop Simplificado	1,381	1,05	OK
Jambú simplificado	1,199	1,05	OK
Spencer	1,383	1,05	OK

7.3.1 Alternativa No1. Estabilización con anclajes, instalación de concreto lanzado de protección y drenes horizontales. La alternativa de estabilización No. 1 se complementó con la incorporación de una malla de drenes horizontales, los cuales tendrían la función de direccionar y regular el flujo de agua al interior del talud, de tal forma que se disminuyan los procesos erosivos e inestabilidades por la posible circulación de agua en el trasdós del concreto lanzado.

Aunque la inclusión de estos drenajes horizontales mejora las condiciones de estabilidad del talud hasta el punto de poderse prescindir de algunas de las filas de anclajes, condición que se evaluará más adelante, no se considera conveniente, dejándose un margen de seguridad adicional por un posible mal funcionamiento de los drenes, ya sea por deficiencias en el proceso constructivo o por taponamiento de los mismos dentro su vida útil.

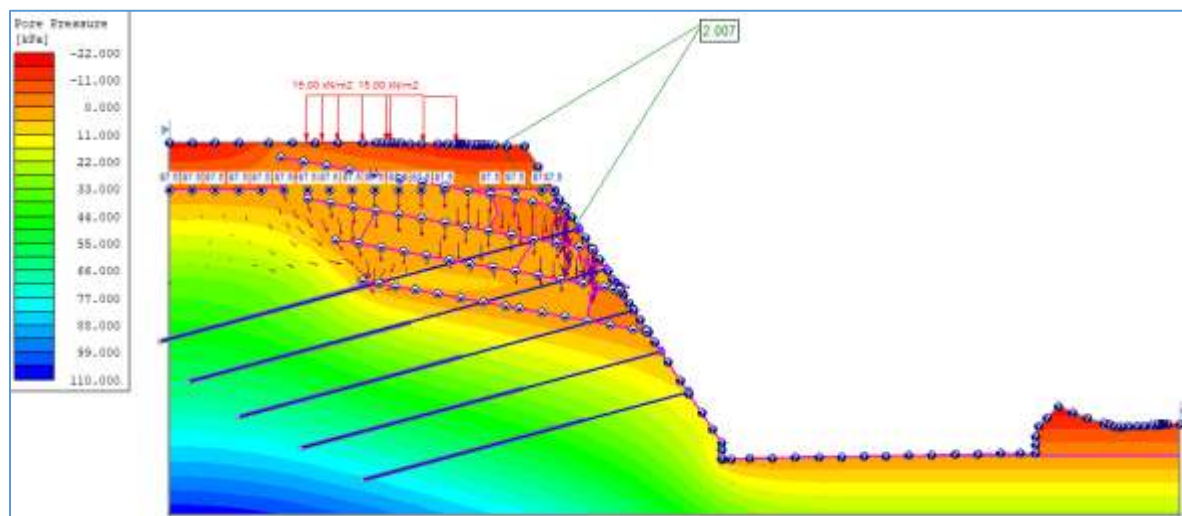
A continuación, se ilustra el cambio que se tiene en la presión de poros con la inclusión de los anclajes horizontales y el aporte que se tiene en la estabilidad del talud, mejorándose los factores de seguridad.

Figura 46. Presión de poros Método Steady State FEA, Análisis Seudoestático en SLIDE – Alternativa No.1 (con cinco (5) filas de anclajes y drenes horizontales).



Análisis de Estabilidad Condición Estática

Figura 47. Factor de seguridad, Análisis Estático en SLIDE, Método Steady State FEA – Alternativa No.1 (con cinco (5) filas de anclajes y drenes horizontales).



A continuación, un comparativo de los factores de seguridad obtenidos en condición estática, con y sin la consideración de los drenajes horizontales.

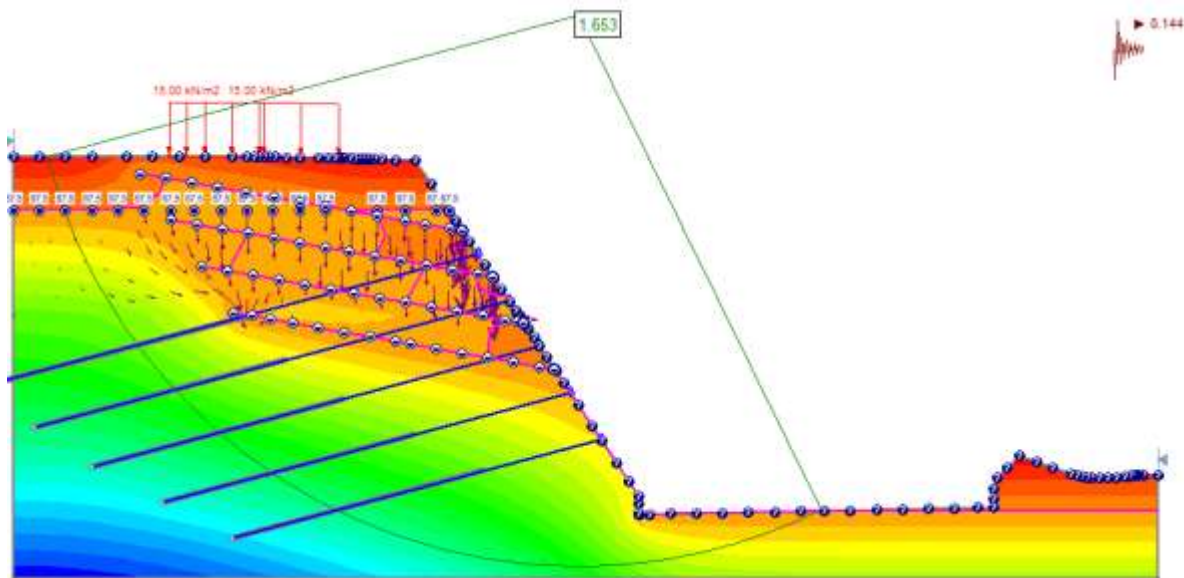
Tabla 33.

Comparativos factores de seguridad, Condición Estática, Alternativa No.1, con y sin drenes horizontales.

Método	F.S. sin drenes	F.S. con drenes	F.S. Mínimo	Cumplimiento
Bishop Simplificado	1,657	2,010	1,50	OK
Jambú simplificado	1,624	1,899	1,50	OK
Spencer	1,666	2,007	1,50	OK

Análisis de Estabilidad Condición Seudoestática

Figura 48. Factor de seguridad, Análisis Seudoestático en SLIDE, Método Steady State FEA – Alternativa No.1 (con cinco (5) filas de anclajes y drenes horizontales).



A continuación, un comparativo de los factores de seguridad obtenidos en condición Seudoestática, con y sin la consideración de los drenajes horizontales.

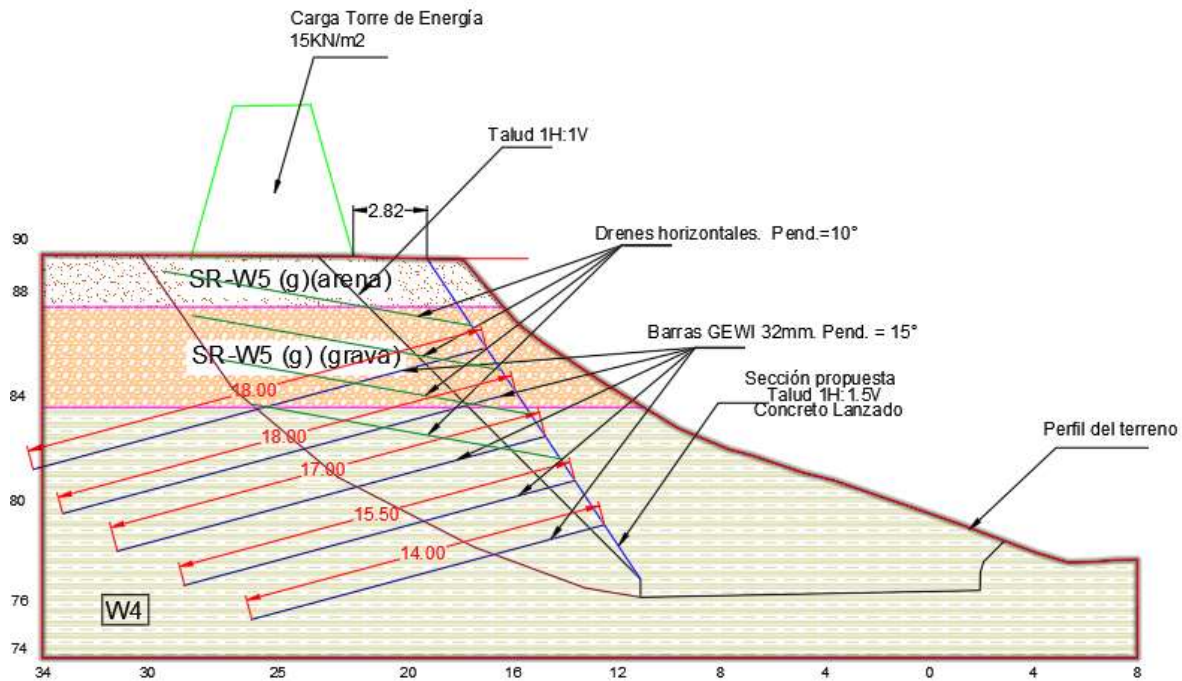
Tabla 34.

Comparativo factores de seguridad, Condición Seudoestática, Alternativa No.1, con y sin drenes horizontales.

Método	F.S sin drenes	F.S con drenes	F.S. Mínimo	Cumplimiento
Bishop Simplificado	1,381	1,653	1,05	OK
Jambú simplificado	1,199	1,374	1,05	OK
Spencer	1,383	1,678	1,05	OK

Por consiguiente y como se había mencionado anteriormente, la inclusión de las filas de drenajes generan un aporte considerable en la estabilidad del talud, aumentándose en aproximadamente un 20% los factores de seguridad, con lo que se podría prescindir, inclusive, de las tres líneas inferiores de anclajes, cumpliéndose con los factores de seguridad; situación que no se considera conveniente con la utilización de concreto lanzado como protección del talud contra la erosión, adicionalmente de la condición de deformación del talud, la cual debe ser controlada y restringida dada la presencia de la torre eléctrica.

Figura 49. Alternativa de Estabilización No.1. Modificación de la pendiente del talud, 5 filas de anclajes (Barras GEWI) e instalación de concreto lanzado de protección.



7.4 Alternativa No.2. estabilización con anclajes e instalación de hidrosiembra para protección contra la erosión.

Se propuso estabilizar el talud perfilándolo con una pendiente 1H:1.5V, la inclusión de una malla de anclajes (Barras GEWI de 32mm), y protección con hidrosiembra. Dada la importancia de la colocación de los drenes horizontales por las consideraciones expuestas en la primera alternativa, se estable para el modelo la implementación de las cuatro (4) filas de drenes horizontales.

A diferencia de la alternativa de protección con concreto lanzado, el manejo del flujo y distribución de presión de poros se genera con un comportamiento diferente, teniendo una menor incidencia sobre la estabilidad del talud. La incorporación de los drenes horizontales favorece en el debido manejo del flujo de las aguas subterráneas, contribuyendo en la estabilidad del talud. Es así que, para el análisis de estabilidad se tuvo en cuenta la implementación de los drenes horizontales y, como primer análisis, las cinco (5) filas de anclajes definidas en la primera alternativa, evaluando los factores de seguridad y reduciendo la cantidad de anclajes conforme al cumplimiento de los factores de mínimos.

A continuación, se relacionan los factores de seguridad obtenidos con la inclusión de diferentes líneas de anclajes.

Tabla 35.

Comparativos factores de seguridad, Condición Estática, Alternativa No.2, variando el número de anclajes.

Método	F.S. con 5 líneas de anclajes	F.S. con 4 líneas de anclajes	F.S. con 3 líneas de anclajes	F.S. con 2 líneas de anclajes	F.S. con 1 línea de anclajes	F.S. Mínimo
Bishop Simplificado	2,01	2,01	1,865	1,58	1,393	1,50
Jambú simplificado	1,922	1,844	1,764	1,57	1,359	1,50
Spencer	2,07	2,05	1,857	1,591	1,39	1,50

Tabla 36.

Comparativos factores de seguridad, Condición Seudoestática, Alternativa No.2, variando el número de anclajes

Método	F.S. con 5 líneas de anclajes	F.S. con 4 líneas de anclajes	F.S. con 3 líneas de anclajes	F.S. con 2 líneas de anclajes	F.S. con 1 línea de anclajes	F.S. Mínimo
Bishop Simplificado	1,674	1,619	1,512	1,306	1,153	1,05
Jambú simplificado	1,391	1,361	1,326	1,224	1,071	1,05
Spencer	1,696	1,644	1,569	1,325	1,147	1,05

Como se puede observar en las tablas anteriores, los resultados de la modelación en SLIDE arroja cumplimiento con los Factores de Seguridad tanto en condición Estática como Seudoestática, inclusive con dos líneas o filas de anclajes (filas superiores). Eso sí, considerándose las cuatro filas de drenes horizontales planteadas en la alternativa 1.

Con base en lo anterior, se realizó el análisis del comportamiento de estabilidad del talud excluyendo los drenes horizontales, tanto para la opción con 2 filas de anclajes como para la de 3 filas. Obteniéndose los siguientes factores de seguridad como resultado.

Tabla 37.

Comparativo factores de seguridad, Condición Estática, Alternativa No.2, considerándose 2 y 3 líneas de anclajes, con y sin drenes.

Método	F.S. con 3 líneas de anclajes y drenes	F.S. con 3 líneas de anclajes y sin drenes	F.S. con 2 líneas de anclajes y drenes	F.S. con 2 líneas de anclajes y sin drenes	F.S. Mínimo
Bishop Simplificado	1,865	1,611	1,58	1,348	1,50
Jambú simplificado	1,764	1,544	1,57	1,321	1,50
Spencer	1,857	1,602	1,591	1,359	1,50

Tabla 38.

Comparativos factores de seguridad, Condición Seudoestática, Alternativa No.2, considerándose 2 y 3 líneas de anclajes, con y sin drenes.

Método	F.S. con 3 líneas de anclajes y drenes	F.S. con 3 líneas de anclajes y sin drenes	F.S. con 2 líneas de anclajes y drenes	F.S. con 2 líneas de anclajes y sin drenes	F.S. Mínimo
Bishop Simplificado	1,512	1,291	1,306	1,103	1,05
Jambú simplificado	1,326	1,177	1,224	1,018	1,05
Spencer	1,569	1,351	1,325	1,106	1,05

Dada la alta probabilidad que se tiene de que los drenes horizontales no funcionen según lo esperado, ya sea por deficiencias en el proceso constructivo y/o por pérdida de su funcionalidad por taponamiento, se considera apropiado la instalación de 3 filas de anclajes para la estabilización del talud, con la instalación de las cuatro (4) filas de drenes horizontales y la protección del talud con hidrosiembra.

A continuación, se ilustra los resultados obtenidos en la modelación en SLIDE para la opción de estabilización con tres (3) filas de anclajes.

Figura 50. Alternativa de Estabilización No.2. Modificación de la pendiente del talud, 3 filas de anclajes (Barras GEWI) e hidrosiembra.

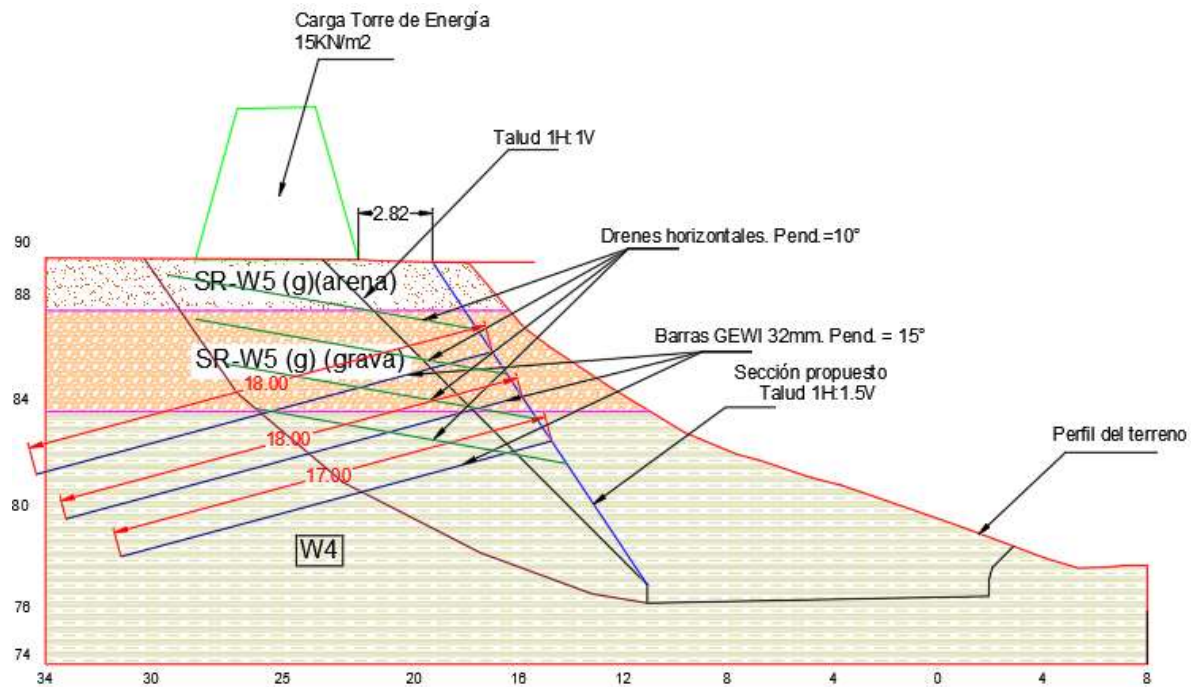


Figura 51. Modelación en SLIDE - Alternativa de Estabilización No.2. Modificación de la pendiente del talud, 3 filas de anclajes (Barras GEWI) e hidrosiembra.

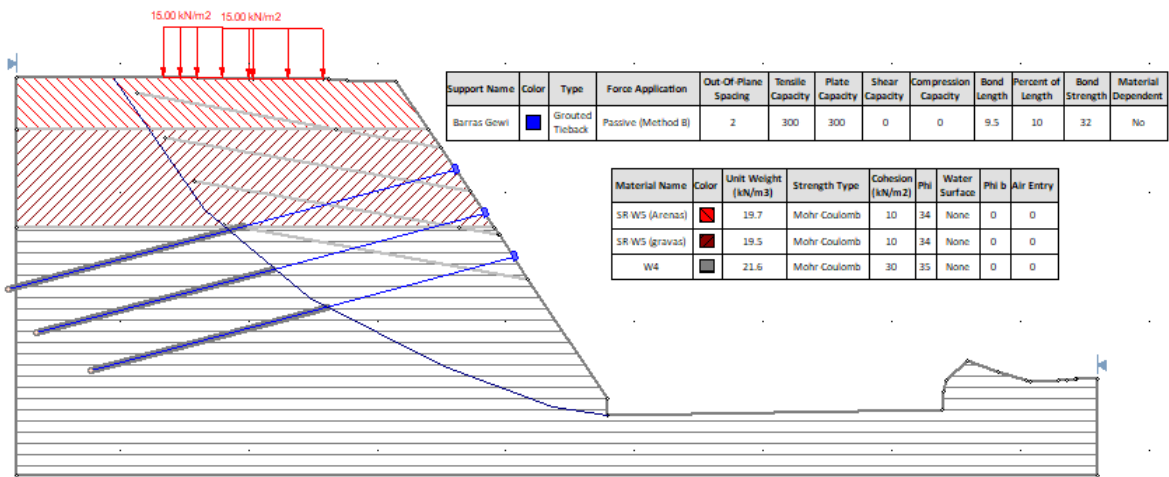


Figura 52. Propiedades de los anclajes empleados (Barras GEWI)

Define Support Properties

Barras Gewi

Name: Support Colour:

Support Type: Used for: Grouted Tiebacks, Ground Anchors

Force Application: ☒ Active (Method A) ☐ Passive (Method B)

Capacity and Spacing:

Out-of-plane spacing: m

Tensile Capacity: kN

Plate Capacity: kN

☐ Shear Capacity kN

☐ Compression Capacity kN

Pullout Strength:

Bond Strength: kN/m

☐ Material Dependent

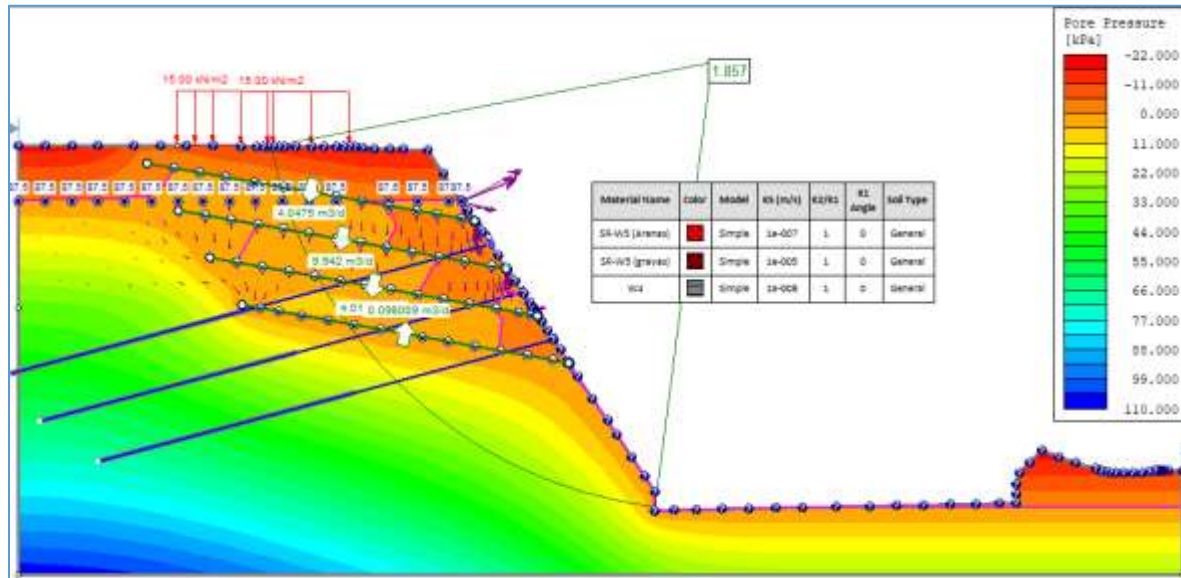
Bond Length:

☐ Percent of length: %

☒ Length: m

☐ Show only properties used in model

Figura 53. Análisis en SLIDE, Método Steady State FEA – Alternativa de Estabilización No.2. Determinación de Presión poros y caudales en drenajes horizontales.



7.5 Elección Alternativa de Estabilización

Con base en los resultados obtenidos de los análisis en SLIDE realizados a las alternativas de estabilización No.1 y No.2, se evidencia que la alternativa más conveniente económicamente para la estabilización del talud es la alternativa No.2, dada la menor cantidad de anclajes que requiere y el ahorro que representan la no colocación de concreto lanzado. Por otra parte, la alternativa de estabilización No.2 es la que ofrece un mejor comportamiento al considerarse la presencia de agua en el terreno.

No obstante lo anterior, tomando como base la alternativa de estabilización No.2, se procedió a realizar el análisis de deformaciones mediante el programa de Elementos Finitos, PLAXIS 2D, evaluando el comportamiento del talud durante y posterior al proceso constructivo, determinándose las máximas deformaciones del terreno en la base de Torre Eléctrica y comparándolas con las admisibles.

Igualmente mediante el programa de elementos finitos se determinará el factor de seguridad del talud, corroborando los resultados obtenidos con el programa de equilibrio límite SLIDE.

7.5.1 Análisis de deformaciones y determinación de factor de seguridad mediante PLAXIS 2D. Para el modelo en PLAXIS 2D, se tuvo en cuenta las mismas consideraciones en cuanto a la presión de poros empleada en SLIDE, realizando un análisis de flujo mediante el método Groundwater (Steady State), asumiendo las permeabilidades de los materiales indicadas en capítulo anterior.

Parte del análisis realizado en PLAXIS 2D de la alternativa No. 2, era corroborar el cumplimiento del factor de seguridad mínimo establecido por la norma NRS-10. Al respecto, como resultado de esta evaluación se obtuvo un Factor de Seguridad en condición estática menor a 1.5, estando por debajo del factor mínimo requerido.

El resultado del F.S. con PLAXIS 2D no invalida los obtenidos con el programa de equilibrio limite, ya que la norma no establece que se deba dar cumplimiento a los factores de seguridad mínimo mediante la implementación de ambas metodologías (Equilibrio límite y Elementos Finitos); no obstante, se procedió a ajustar el soporte del talud mediante la implementación de otra línea de anclajes (4 en total) , alternativa que se denominará como Alternativa No.3, determinándose nuevamente el factor de seguridad, dándose cumplimiento con el factor mínimo requerido. A continuación, ilustraciones de la modelación y resultados obtenidos.

Figura 54. Modelación en PLAXIS 2D - Alternativa No.3. Estabilización mediante modificación de la pendiente del talud, implementación de cuatro filas de anclajes (Barras GEWI) e hidrosiembra.

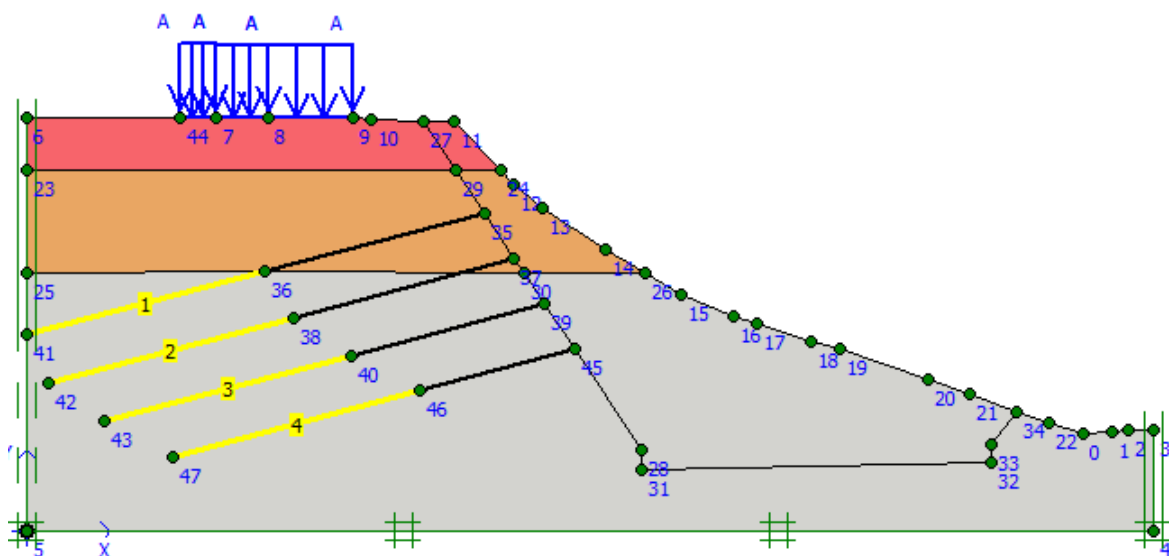


Figura 55. Modelación en PLAXIS 2D - Alternativa No.3 – Esquema de esfuerzos efectivos.

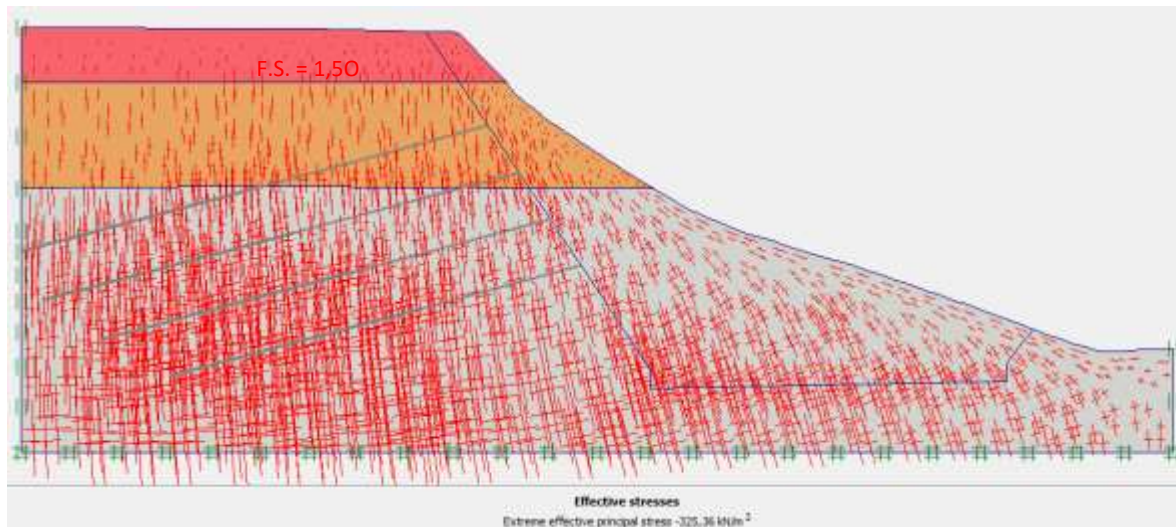
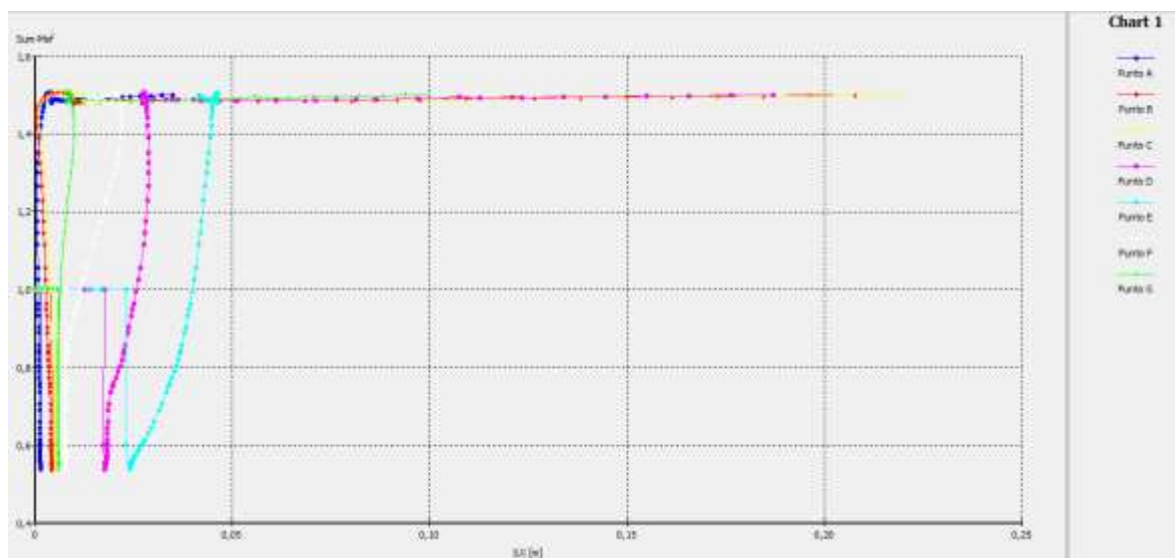


Figura 56. Modelación en PLAXIS 2D - Alternativa No.3 – Factor de Seguridad, fase de excavación y protección total – Phi/c Reduction.



Dando cumplimiento con los factores de seguridad mínimos requeridos por la NSR-10, tanto en el análisis realizado por la metodología de Equilibrio Limite como en la de Elementos Finitos,

se evalúa para Alternativa de Estabilización No.3 las deformaciones obtenidas en la base de la torre eléctrica.

FASES DE ANÁLISIS

1. Condición inicial. Terreno en condición inicial, sin haberse efectuado trabajos de explanación, más carga por torre eléctrica.
2. Primera etapa de excavación. (A nivel del estrato superior) (Para el análisis de esta etapa los desplazamientos se reinician en cero).
3. Segunda etapa de excavación (A nivel del estrato intermedio) y construcción de las dos (2) primeras filas de anclajes.
4. Tercera etapa de excavación (excavación final) y construcción de la tercera y cuarta fila de anclajes.

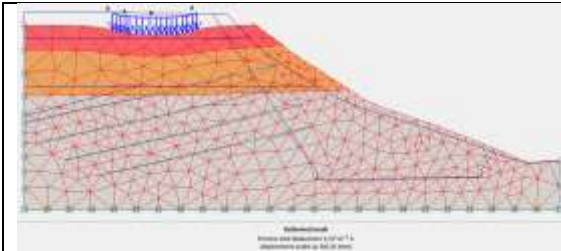


Figura 57. *Malla de deformación condición Inicial.*

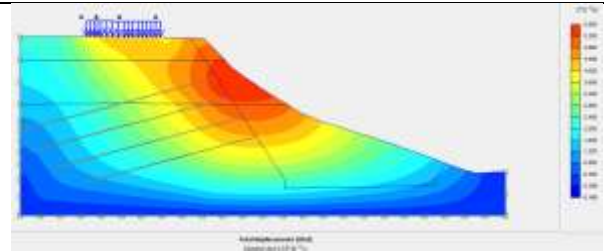


Figura 58. *Desplazamientos totales Condición Inicial.*

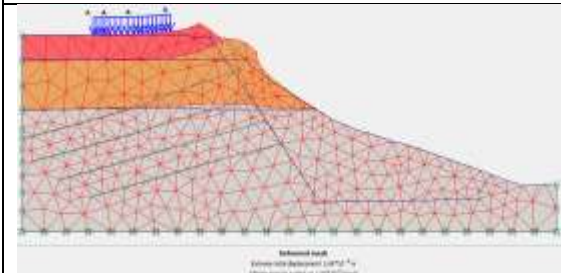


Figura 59. *.Malla de deformación primera etapa de excavación.*

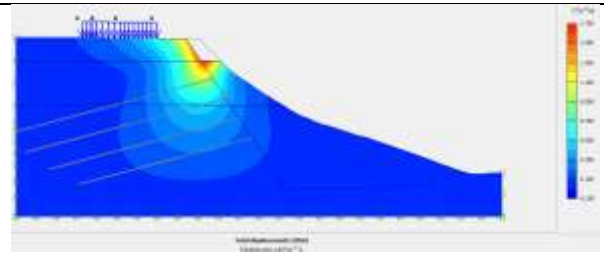


Figura 60. *Desplazamientos totales primera etapa de excavación.*

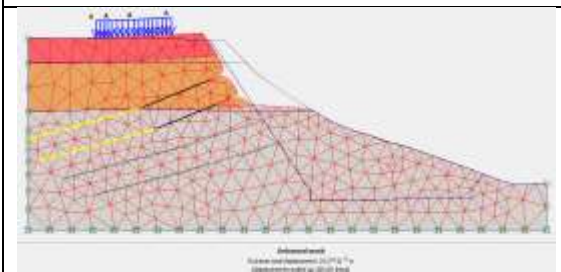


Figura 61. *Malla de deformación segunda etapa de excavación y construcción de las dos primeras filas de anclajes.*

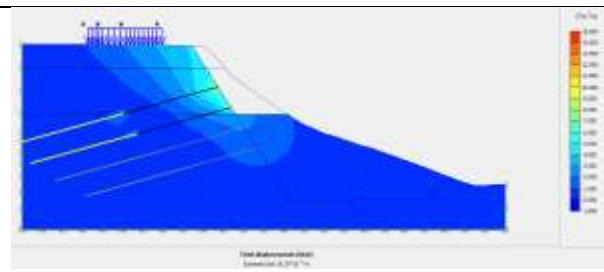


Figura 62. *Desplazamientos totales segunda etapa de excavación y construcción de las dos primeras filas de anclajes.*

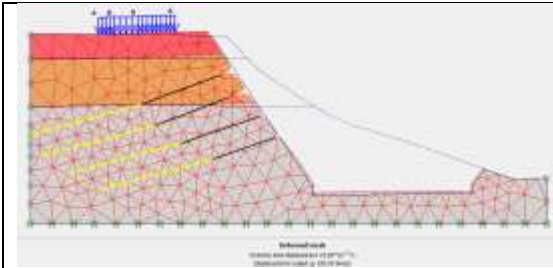


Figura 63. *Malla de deformación tercera etapa de excavación y construcción de la tercera y cuarta fila de anclajes*

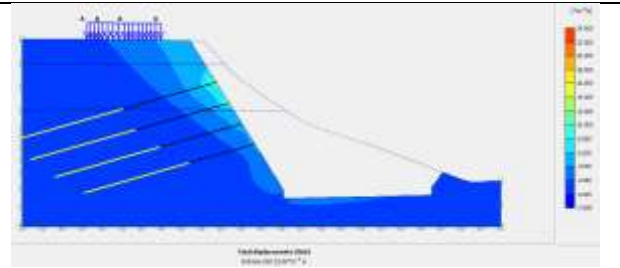


Figura 64. *Desplazamientos totales tercera etapa de excavación y construcción de la tercera y cuarta fila de anclajes*

Los desplazamientos máximos obtenidos durante el proceso de excavación y soporte fueron del orden de los 5mm, por otra parte, los desplazamientos diferenciales en los extremos de los apoyos de la torre eléctrica estuvieron en el orden de los 3mm, como se ilustra a continuación; desplazamientos que no representa un riesgo para la estructura eléctrica.

Figura 65. *Puntos de evaluación de desplazamientos.*

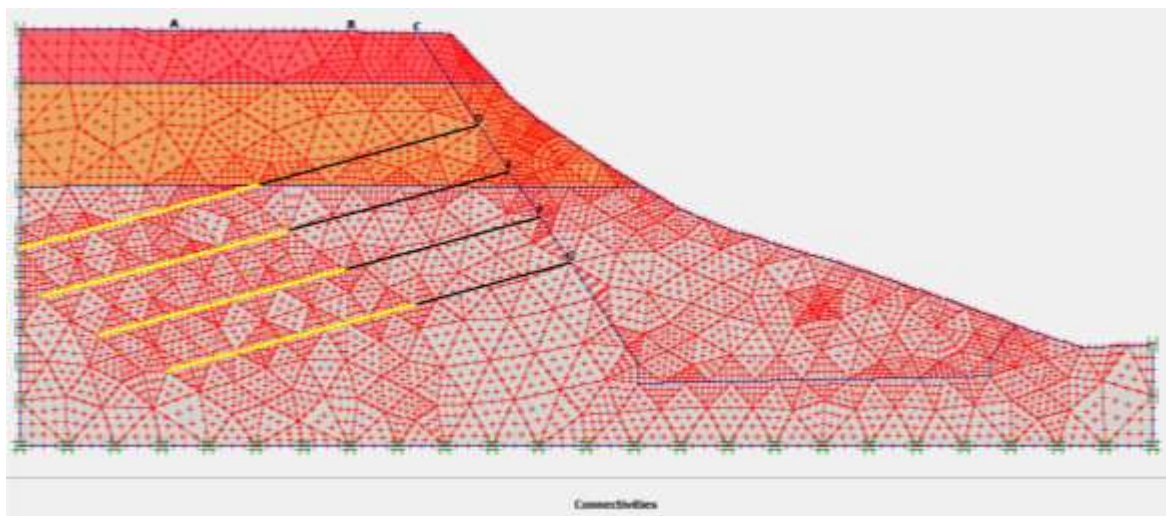
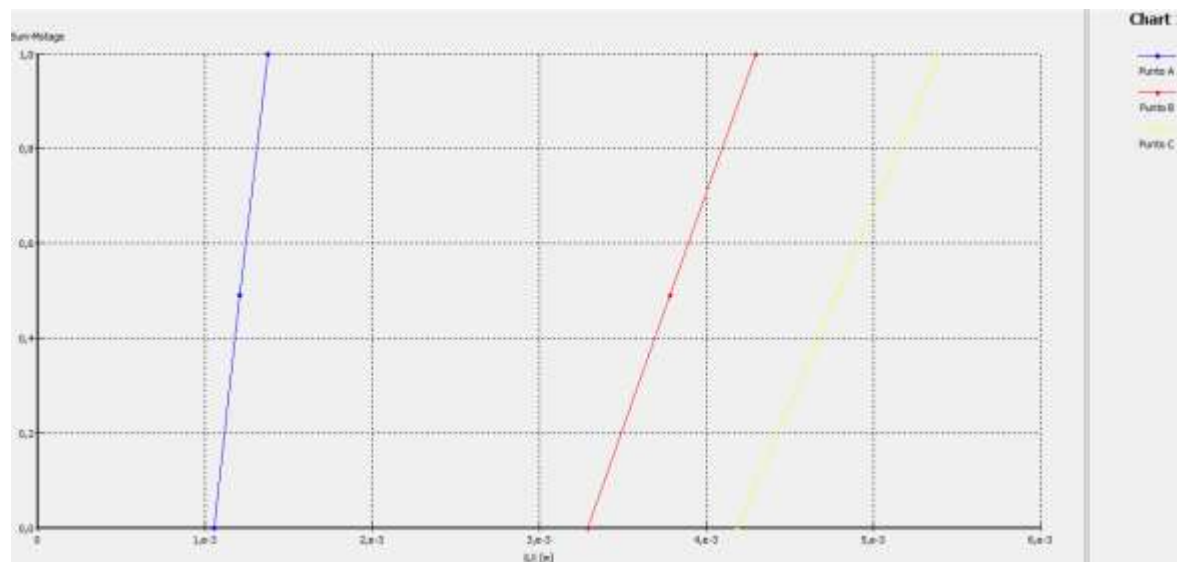


Figura 66. Desplazamientos totales obtenidos en los apoyos de la torre eléctrica.



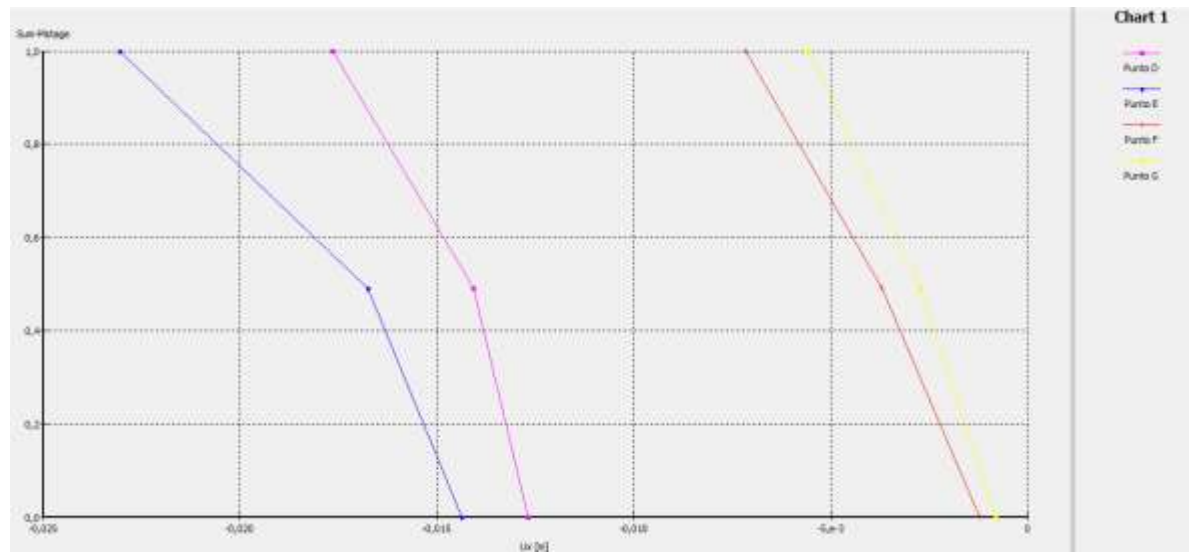
Las etapas propuestas para los trabajos de excavación tienen como propósito mantener los desplazamientos máximos en el terreno y los desplazamientos diferenciales en los apoyos de la torre eléctrica, no generándose un cambio brusco en el soporte de la estructura eléctrica, manteniendo su condición de estabilidad. Es así que, durante cada etapa de excavación y construcción de anclajes se tuvieron desplazamientos máximos en el terreno del orden de los 5 mm y desplazamientos diferenciales entre los apoyos de la torre del orden de 3mm. No obstante, como se puede evidenciar en las ilustraciones anteriores, en los sectores puntuales donde se encuentran localizados los anclajes se presentaron las mayores deformaciones, las cuales estuvieron en el orden de los 2cm para las dos líneas superiores de anclajes, esto producto del tensionamiento de los mismos, situación que debe considerar en el especialista estructural para el diseño del dado.

De acuerdo a lo anterior, la alternativa de estabilización más convenientes para cumplimiento de los objetivos propuestos es la Alternativa de Estabilización No.3, la cual consiste en la conformación del talud con una pendiente 1H:1,5V, la instalación de cuatro filas de anclajes (barras tipo GEWI), la colocación de una malla de drenes horizontales y la protección de la superficie del talud con hidrosiembra.

7.5.2 Determinación del coeficiente de balasto horizontal K_h . Con base a los resultados de deformaciones obtenidos en PLAXIS, se realiza la determinación del Coeficiente de Balasto horizontal “ K_h ” para cada uno de los puntos de anclaje; información que le servirá al especialista estructural para el diseño de los dados.

En la siguiente ilustración se muestran los desplazamientos horizontales obtenidos en las cabezas de los anclajes durante la etapa final de excavación.

Figura 67. Desplazamientos horizontales en la cabeza de los anclajes, obtenidos en PLAXIS.



Para la determinación del coeficiente de balasto, se sumen un dado con las siguientes dimensiones: 0,60x0,60x0,20.

En la siguiente tabla los coeficientes de balasto horizontal Kh obtenidos.

Tabla 39.

Determinación Coeficientes de Balasto Horizontal “Kh”.

PUNTO	ANCLAJE	Fuerza de tensionamiento (KN)	Componente de tensionamiento horizontal (F * cos 15°) (KN)	Area estimada del dado (0,60mx0,60m)	Ux (m)	Coeficiente de Balasto Horizontal Kh (KN/m³)
D	1	300	289,8	0,36	0,018	44722
E	2	300	289,8	0,36	0,023	35000
F	3	300	289,8	0,36	0,007159	112446
G	4	300	289,8	0,36	0,005569	144550

7.5.3 Calculo del diámetro de la tubería para drenes horizontales. Con base en los resultados obtenidos del análisis en el SLIDE por el método Steady State FEA, en el cual se obtuvo que el

máximo caudal que circularía por los drenes horizontales sería del orden de 9,94m³/día por metro línea de talud, a continuación se determina el diámetro que deberían tener estos drenes para satisfacer las necesidades.

El diámetro de la tubería se calcula mediante la ecuación de Manning:

$$Qt = \left(\frac{1}{n}\right) * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Donde:

Qt= Caudal total (m³/seg) (Para nuestro caso 9,94m³/día = 1,15e-4 m³/seg).

n= Coeficiente de rugosidad de Manning. (Se emplea 0,013 para tubería perforada).

A= Área sección transversal. (m)

R= Radio Hidráulico (Área total (m) / Perímetro total (m))

S= Pendiente de la tubería (Para nuestro caso S= 0,1763; correspondiente al 10% de inclinación).

De acuerdo a lo anterior, el área de sección transversal requerida para los drenes es de 1,54e-4 m²/ml, es decir que, si se van a disponer de drenes separados cada 2,00m se requeriría que la tubería tuviera una sección transversal de 3,08e-4 m², correspondiente a un diámetro de 2cm.

Es así que, se define el uso de tubería perforada de 2” de diámetro para cada uno de los drenes definidos en las alternativas de estabilización, separados horizontalmente cada 2m.

8. Presupuesto de obra

A continuación se presenta el presupuesto de obra para la alternativa de estabilización que se consideró más conveniente para el objetivo propuesto, correspondiente a la Alternativa de Estabilización No.3, la cual la única diferencia con la Alternativa No.2 es la incorporación de una cuarta línea de anclajes, con la cual se estaría dando cumplimiento con los factores mínimos de

seguridad establecidos por la NSR-10 tanto en la evaluación realizada por el método de Equilibrio Limite como el de Elementos Finitos.

Tabla 40.

Presupuesto de Obra Alternativa Escogida.

ITEM	DESCRIPCIÓN DEL SERVICIO	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD TOTAL	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	SUMINISTRO, PERFORACIÓN E INSTALACIÓN DE ANCLAJES GEWI 32 MM. PLACA, TUERCA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA INSTALACIÓN.	ml	3.512,00	\$ 132.900,00	\$ 466.744.800
2	DADOS EN CONCRETO D , PLATINA Y TUERCA PARA ANCLAJES.	UNIDAD	206,00	\$ 112.800,00	\$ 23.236.800
3	SUMINISTRO, PERFORACIÓN E INSTALACIÓN DE DRENES HORIZONTALES (TUBERIA DE 2" RECUBIERTA CON GEOTEXTIL NT-2000).	ml	2.400,00	\$ 83.000,00	\$ 199.200.000
4	HIDROSIEMBRA CON BIOMANTO	m ²	1.580,00	\$ 11.600,00	\$ 18.328.000
5	ZANJAS DE CORONACIÓN EN CONCRETO CLASE F	m ³	33,10	\$ 403.575,00	\$ 13.358.333
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 720.867.933
ADMINISTRACIÓN			(A)	15%	\$ 108.130.190
IMPREVISTOS			(I)	5%	\$ 36.043.397
UTILIDAD			(U)	5%	\$ 36.043.397
TOTAL AIU			AIU	25%	\$ 180.216.984
TOTAL COSTO DIRECTO + AIU					\$ 901.084.917
IVA (UTILIDAD)				16%	\$ 5.766.944
TOTAL COSTO DE LA OBRA					\$ 906.851.861

9. Conclusiones

Dada la gran magnitud de algunos de los proyectos viales, lo ajustados de los tiempos que se manejan para la ejecución de las obras y, las condiciones de carácter financiero, llevan a algunos ejecutores de las obras a realizar campañas geotécnicas que, en algunos casos, no se ajustan a las necesidades para atender cada problemática de carácter geotécnico que se presentan en el desarrollo de las obras. En muchas ocasiones se efectúan diseños adoptando parámetros generales y no específicos del sector en evaluación, condición que puede generar reprocesos y en algunos casos falencias en las obras.

Respecto a lo anterior, se resalta la importancia de realizar una investigación apropiada de la zona en estudio, de tal forma de minimizar las incertidumbres entre los parámetros empleados para los diseños geotécnicos y los encontrados al momento de la ejecución de las obras; parámetros que pueden variar de un punto a otro en una misma unidad geotécnica aparentemente homogénea.

Las situaciones de inestabilidad sectorizadas presentadas posteriormente a la culminación de las obras de estabilización propuestas para el talud en estudio, sirvió para evaluar ciertas condiciones que según el análisis realizado probablemente no se tuvieron en cuenta en el planteamiento del diseño inicial, teniéndose las siguientes consideraciones e identificándose algunas causas o motivos que se consideran fueron los generadores de ajustes a los diseños realizados por el constructor.

Es importante definir claramente las condiciones de presión de poros presentes en el terreno (condiciones menos favorables). En el sondeo exploratorio realizado en sector en estudio no se detectó nivel freático, probablemente debido a la temporada del año en que se realizó la exploración; no obstante, durante el proceso de excavación se evidenció claramente la presencia de agua, fluyendo por una capa con distintas características granulométricas y de permeabilidad a la inicialmente considerada según los estudios geotécnicos que se tenían.

Complementando la observación anterior, se deben implementar las respectivas obras de drenaje para el debido manejo de las aguas de subterráneas y superficiales.

Se debe realizar el debido análisis del tramo a ser estabilizado, esto con el propósito de evitar eventuales inestabilidades en sectores que no sean intervenidos.

Dependiendo del tipo de tratamiento de estabilización que se determine, se debe realizar las debidas transiciones con los sectores de talud que no requieran ser estabilizados.

Cuando se empleen concretos lanzados para la protección de taludes, se debe realizar los debidos manejos de las aguas subterráneas, esto con el propósito de evitar procesos de erosión e inestabilidades debido a flujos de aguas por el trasdós de la capa de protección de concreto.

Se pudo definir la necesidad de estabilizar el talud en el tramo del K14+780 al K14+910 (L=130m), esto con el propósito de evitar las inestabilidades presentadas y proteger la totalidad del talud contra procesos erosivos.

De las tres (3) alternativas de estabilización evaluadas, la que se considera más conveniente para ser implementada es la Alternativa No.3, la cual consiste en la conformación del talud con una pendiente 1H:1,5V, la instalación de cuatro (4) filas de anclajes (barras tipo GEWI de 32mm) separados verticalmente a 1,70m y horizontalmente a 2,00, la colocación de una malla de drenes horizontales separados verticalmente a 1,70m y horizontalmente a 2,00m, y la protección de la superficie del talud con hidrosiembra. No obstante, lo anterior, se podría implementar cualquiera de las tres alternativas evaluadas.

Las alternativas de estabilización fueron analizadas y evaluadas en lo que corresponde a la parte geotécnica. Para el caso de las estructuras de concreto (dados) requeridos para los anclajes, y el concreto lanzado propuesto en la Alternativa No1, estas deberán ser diseñadas por el especialista estructural; no obstante, para la estimación presupuestal y presentación de la Alternativa de Estabilización No.3, se consideró un dimensionamiento para los dados de los anclajes, los cuales finalmente deberán ser verificados por el especialista estructural.

De acuerdo al análisis realizado en PLAXIS 2D, los desplazamientos máximos obtenidos en el talud en estudio están en el orden de los 5mm, igualmente los desplazamientos diferenciales en los

extremos de los apoyos de la torre eléctrica estuvieron en el orden de 3mm, esto para cada fase de excavación y soporte propuesta; desplazamientos que no representa un riesgo para la estructura eléctrica.

La incorporación de los drenes horizontales favorece en el debido manejo del flujo de las aguas subterráneas, contribuyendo en la estabilidad del talud. La construcción de estos elementos es fundamental en el comportamiento de estabilidad del talud, los cuales dependen de un debido proceso constructivo y la garantía de funcionamiento.

Se determinaron coeficientes de balasto horizontal K_h del orden de los 40.000 KN/m³ para las dos primeras filas de anclajes (anclajes en que su cabeza quedó localizada en el estrato SR-W5(g-grava)) y de 120.000 KN/m³ para las filas 3 y 4 (anclajes localizados en el estrato W4).

10. Recomendaciones

Dada la variabilidad de los materiales geotécnicos por su origen y formación y, la incidencia por la meteorización y condiciones hídricas, es indispensable realizar una adecuada investigación geotécnica que permita conocer con la mayor certeza posible las propiedades geomecánicas de los materiales y su comportamiento ante solicitudes.

Con el propósito de no tener incrementos en los asentamientos diferenciales calculados en la base de la torre eléctrica, se recomienda durante el proceso constructivo seguir las fases establecidas en el análisis en PLAXIS 2D.

Es fundamental realizar la debida y oportuna construcción de los drenes horizontales para el manejo de las aguas subterráneas; al igual que la construcción de las zanjas de coronación para el manejo de aguas de escorrentía.

Buscado uniformidad y estética de las obras de estabilización, se recomienda definir un solo dimensionamiento para los dados de los anclajes.

Referencias

CDMB. (2005) Normas técnicas para el control de erosión y para la realización de estudios geológicos geotécnicos e hidrológicos.

Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes, UF2.3 - Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Estudio de geología para ingeniería UF2, Volumen III. - Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al Terreno. Dirección General de Carreteras con colaboración de la asociación de empresas de la tecnología del suelo y subsuelo (AETESS).

Informe Torre 158. Concesionaria Ruta del Cacao S.A.S.

INGEOMINAS (2001)- Mapa geológico generalizado departamento de Santander – memoria explicativa.

Ley 1682 (2013). “Por la cual se adoptan medidas y disposiciones para los proyectos de infraestructura de transporte y se conceden facultades extraordinarias”. Congreso de la república.

Norma Colombiana de Diseño De Puentes CCP14.

PLAXIS. Software Elementos Finitos. Versión 8.5.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente Nsr-10. Servicio Geológico Colombiano, SGC. Catálogo Sísmico,

Servicio geológico colombiano - compilación de la cuenca del Valle Medio del Magdalena, (Edinson Lozano – Geólogo y Nadezhda Zamora – Geóloga).

SLIDE. Software Equilibrio Limite - Rocscience. Versión 6.005.

Suarez Díaz, Jaime (1998). Presentación “Diseño de pantallas ancladas (Tiebacks)”.

Suarez Díaz, Jaime. (1998) “Deslizamiento Y Estabilidad De Taludes En Zonas Tropicales”.

Unión Temporal Estructuración (2014). APP Vial Bucaramanga-Yondó, Consultoría Especializada para la Estructuración Técnica, Financiera y Legal del Proyecto de Concesión Vial Bucaramanga –Barrancabermeja-Yondó.

Apéndices

Apéndice A. Diseño de estabilización de talud. Construcción nueva calzada

