



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Análisis determinístico de la estabilidad de taludes de la
carretera Puente Cumbil, Cajamarca, Perú**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

**Ana Karis López Dávila
Yuleysi Thais Sernaqué Romero**

Asesor:
Dr. Ing. William Segundo Araujo Navarro

Piura, setiembre de 2023



Declaración Jurada de Originalidad del Trabajo Final

Yo, Ana Karis López Dávila, egresado del Programa Académico/ programa de posgrado de Ingeniería civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura, identificado(a) con DNI 74060490.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor del trabajo final titulado:
"Análisis determinístico de la estabilidad de taludes de la carretera Puente Cumbil, Cajamarca, Perú"
El mismo que presento bajo la modalidad de **Tesis¹** para optar el (Título profesional/Grado Académico²) de Título Profesional.
2. Que el trabajo se realizó en coautoría con los siguientes alumnos de la Universidad de Piura.
 - Yuleysi Thais Sernaqué Romero, identificado con DNI N° 70176677
3. La asesoría del trabajo estuvo a cargo de:
 - Dr. Ing. William Segundo Araujo Navarro, identificado con DNI N° 47587927
4. El texto de mi trabajo final respeta y no vulnera los derechos de terceros o de ser el caso derechos de los coautores, incluidos los derechos de propiedad intelectual, datos personales, entre otros. En tal sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para la cual he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas.
5. El texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico.
6. La investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.
7. Declaro que mi trabajo final cumple con todas las normas de la Universidad de Piura.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad de Piura y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Fecha: 11/08/2023

Firma del autor optante³

¹ Indicar si es tesis, trabajo de investigación, trabajo académico o trabajo de suficiencia profesional.

² Grado de Bachiller, Título de profesional, Grado de Maestro o Grado de Doctor.

³ Idéntica a DNI, no se admite digital salvo certificado.



Declaración Jurada de Originalidad del Trabajo Final

Yo, Yuleysi Thais Sernaqué Romero, egresado del Programa Académico/ programa de posgrado de Ingeniería civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura, identificado(a) con DNI 70176677.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor del trabajo final titulado:
"Análisis determinístico de la estabilidad de taludes de la carretera Puente Cumbil, Cajamarca, Perú"
El mismo que presento bajo la modalidad de Tesis¹ para optar el (Título profesional/Grado Académico²) de Título Profesional.
2. Que el trabajo se realizó en coautoría con los siguientes alumnos de la Universidad de Piura.
 - Ana Karis López Dávila, identificado con DNI N° 74060490
3. La asesoría del trabajo estuvo a cargo de:
 - Dr. Ing. William Segundo Araujo Navarro, identificado con DNI N° 47587927
4. El texto de mi trabajo final respeta y no vulnera los derechos de terceros o de ser el caso derechos de los coautores, incluidos los derechos de propiedad intelectual, datos personales, entre otros. En tal sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para la cual he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas.
5. El texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico.
6. La investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.
7. Declaro que mi trabajo final cumple con todas las normas de la Universidad de Piura.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad de Piura y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Fecha: 11/08/2023

Firma del autor optante³

¹ Indicar si es tesis, trabajo de investigación, trabajo académico o trabajo de suficiencia profesional.

² Grado de Bachiller, Título de profesional, Grado de Maestro o Grado de Doctor.

³ Idéntica a DNI, no se admite digital salvo certificado.

Dedicatoria de Ana Karis Lopez Davila

A Dios por brindarme las fuerzas para poder llegar a cumplir este momento tan importante en mi vida profesional.

A mi papá Ysmael y abuelito Italmé, que en vida siempre creyeron en mí, y a pesar de que ya no están conmigo, sé que estarían orgullosos de mí.

A mi mamá y hermana, por sus oraciones, su apoyo y por darme palabras de aliento.

Y a Coni, Billy y Tito, por su compañía en el proceso de esta tesis.

Dedicatoria de Yuleysi Thais Sernaque Romero

A Dios y a la Virgen, por guiarme en cada paso que doy y darme la fortaleza para salir adelante.

A mi hija Oriana, quien es todo para mí, mi impulso y motivo para cumplir mis metas.

A mi papá, por ser quien me impulsa a seguir mejorando profesionalmente y por apoyarme incondicionalmente a lo largo de mi carrera.

A mi mamá, por estar cuando más la necesitaba y darme ánimos para no rendirme.

Agradecimientos

Agradecemos a nuestro asesor, el Dr. Ing. William Araujo Navarro por su tiempo, paciencia, dedicación y apoyo constante en la realización de nuestra tesis, además por alentarnos y motivarnos en todo momento.

A la Ing. Jenny Sánchez por su apoyo y consejos en la etapa inicial de nuestra tesis.

A nuestro amigo y colega Jorge García Llanos por su apoyo profesional.

A nuestros amigos y familiares por su apoyo emocional y por alentarnos siempre.

Resumen

Se analiza la estabilidad de los taludes de dos sectores críticos ubicados entre el km 10+000 y km 20+000 del Proyecto “Rehabilitación y construcción de la carretera Puente Cumbil – Santa Cruz de Succhabamba – Chancay Baños – Emp. Ruta PE-3N (Túnel Chotano)” realizado por Ingenia Asociados S.R.L., en condiciones estáticas y pseudoestáticas mediante el uso del software Slide V 6.0. Este programa permite identificar las superficies de falla en las secciones transversales y el menor factor de seguridad obtenido mediante métodos de cálculo de equilibrio límite para el estudio de la estabilidad. Para comparar los factores de seguridad obtenidos, se analizan las secciones transversales mediante dos métodos, Janbu y Morgenstern Price.

Para cada sector crítico se obtienen dos factores de seguridad, uno para el talud superior y otro para el inferior. Para el análisis estático, se considera la carga externa del tránsito, y para el análisis de las sollicitaciones pseudoestáticas, se consideran las condiciones sísmicas. De acuerdo con la norma CE.020, el factor de seguridad obtenido debe ser al menos 1.5 para el primer análisis y 1.25 para el segundo.

Además, en la presente tesis se presentan posibles soluciones frente a la inestabilidad de dichos taludes y se realiza un análisis para obtener el factor de seguridad esperado.



Tabla de contenido

Introducción	17
Capítulo 1 Marco teórico.....	18
1.1 Talud	18
1.1.1 Taludes naturales	18
1.1.2 Taludes contruidos	18
1.2 Estructura de un talud	18
1.3 Factores que influyen en la inestabilidad de taludes	19
1.4 Movimientos en masa	22
1.4.1 Tipos de movimientos en masa	23
1.5 Sismicidad de la zona de estudio.....	28
1.6 Investigaciones geotécnicas	28
1.6.1 Calicatas y trincheras	29
1.6.2 Refracción sísmica y MASW	30
1.7 Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.....	33
1.7.1 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.....	33
1.7.2 Peso unitario.....	33
1.7.3 Corte directo en suelos	33
1.8 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	35
1.8.1 Métodos de análisis probabilísticos.....	35
1.8.2 Métodos de análisis determinísticos.....	35
1.9 Métodos de estabilización de taludes	41
1.9.1 Excavación.....	41
1.9.2 Fortalecimiento de laderas	42
1.9.3 Técnicas de drenaje	42
1.9.4 Estabilización de pendientes mediante el uso de vegetación	43
1.9.5 Muros	43
1.9.6 Pilotes.....	45
Capítulo 2 Información del proyecto	46
2.1 Localización.....	46

2.2	Condiciones climáticas.....	47
2.3	Antecedentes del proyecto.....	48
2.4	Descripción del problema	48
2.5	Estudio de peligro sísmico	49
2.6	Sectores críticos	50
2.6.1	Sector crítico 1: km 10+325 – km 12+550 (Progresivas de campo km 10+380 – km 13+060)	51
2.6.2	Sector crítico 2: km 14+095 – km 14+210 (Progresivas de campo km 14+640 – km 14+750)	52
2.7	Geología	53
2.7.1	Depósitos coluviales (Q-co).....	53
2.7.2	Depósitos residuales (Q-re)	54
2.7.3	Depósitos fluviales (Q-fl).....	55
2.7.4	Depósitos aluviales (Q-al)	55
2.8	Caracterización del suelo	56
2.9	Información geotécnica	56
2.9.1	Investigaciones directas.....	56
2.9.2	Ensayos de laboratorio	58
2.9.3	Prospección geofísica.....	59
Capítulo 3 Modelación y análisis de estabilidad.....		60
3.1	Definición de propiedades.....	60
3.1.1	Clasificación de estratos	61
3.1.2	Definición de parámetros geotécnicos	67
3.1.3	Geometría de los sectores críticos.....	72
3.1.4	Cargas externas.....	74
3.1.5	Nivel freático	74
3.2	Descripción del software Slide V 6.0	77
3.3	Análisis de estabilidad situación actual	77
3.3.1	Modelación	77

3.3.2 Resumen de resultados del análisis de estabilidad del talud superior e inferior - situación actual	92
Capítulo 4 Propuestas de solución	94
4.1 Método de estabilización	94
4.1.1 Talud superior	95
4.1.2 Talud inferior	97
4.2 Análisis de estabilidad con soluciones propuestas	98
4.2.1 Modelación Sector crítico 2: km 14+040	99
4.3 Resumen de resultados del análisis de estabilidad del talud superior e inferior – con solución propuesta	105
Conclusiones	108
Referencias	110
Anexos	115
Anexo A Evaluación geotécnica	116
Anexo A.1 Resultados líneas sísmicas	116
Anexo A.2 Perfiles sísmicos	120
Anexo A.3 Ejecución de líneas sísmicas	124
Anexo B Clasificación de los materiales para los sectores críticos	128
Anexo C Parámetros geotécnicos	130
Anexo C.1 Valores típicos de peso unitario, ángulo de fricción y cohesión de suelos y rocas	130
Anexo C.2 Aproximación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de los índices de campo	131
Anexo C.3 Valores de la constante de “m” para la matriz porosa	132
Anexo D Análisis de estabilidad con soluciones propuestas	132
Anexo D.1 Análisis estático	132
Anexo D.2. Análisis pseudoestático	137

Lista de tablas

Tabla 1. Rango de velocidades de ondas P según tipo de suelo o roca	31
Tabla 2. Clasificación del sitio.....	32
Tabla 3. Órdenes de magnitud de los ángulos de rozamiento que cabe esperar en función de la compacidad y el tipo de suelo.....	34
Tabla 4. Coordenadas del proyecto.....	47
Tabla 5. Resultados de estudio sísmico para coordenadas Puente Cumbil (Inicio de proyecto).....	50
Tabla 6. Resultados de estudio sísmico para coordenadas Túnel Chotano (Fin de proyecto).....	50
Tabla 7. Resumen de investigaciones directas ejecutadas entre km 10+000 al 20+000.....	57
Tabla 8. Resumen de ensayos de laboratorio realizados entre el km 10+000 al 20+000.....	58
Tabla 9. Ensayos de laboratorio realizados entre km 10+000 al 20+000 en el Estudio definitivo.	58
Tabla 10. Líneas de refracción sísmica realizadas en los sectores críticos 1 y 2.	61
Tabla 11. Clasificación de perfiles de suelo según CNA (1993) y ASTM - D5777.....	62
Tabla 12. Clasificación de estratos, sector crítico km 10+325 – km 12+550, Tramo de análisis km 10+432 – km 10+588	64
Tabla 13. Clasificación de estratos, sector crítico km 10+325 – km 12+550. Tramo de análisis km 11+738 – km 11+845	65
Tabla 14. Clasificación de estratos, sector crítico km 14+095 – km 14+210. Tramo de análisis km 14+095 – km 14+210.....	66
Tabla 15. Parámetros geotécnicos para cada estrato, tramo de análisis km 10+432 – km 10+588	69
Tabla 16. Parámetros geotécnicos para cada estrato, tramo de análisis km 11+738 – km 11+845	70
Tabla 17. Parámetros geotécnicos para cada estrato, tramo de análisis km 14+095 – km 14+210	71
Tabla 18. Secciones representativas para cada tramo.	72
Tabla 19. Resultados de parámetros para el análisis de estabilidad	76
Tabla 20. Resultados de análisis de estabilidad del talud superior - situación actual.....	92
Tabla 21. Resultados del análisis de estabilidad del talud inferior - situación actual.....	92

Tabla 22. Valores referenciales para taludes en corte con una relación (H:V).....	94
Tabla 23. Resultados del análisis de estabilidad del talud superior – situación con solución.....	105
Tabla 24. Resultados del análisis de estabilidad del talud inferior – situación con solución	105
Tabla 25. Recopilación de datos	107



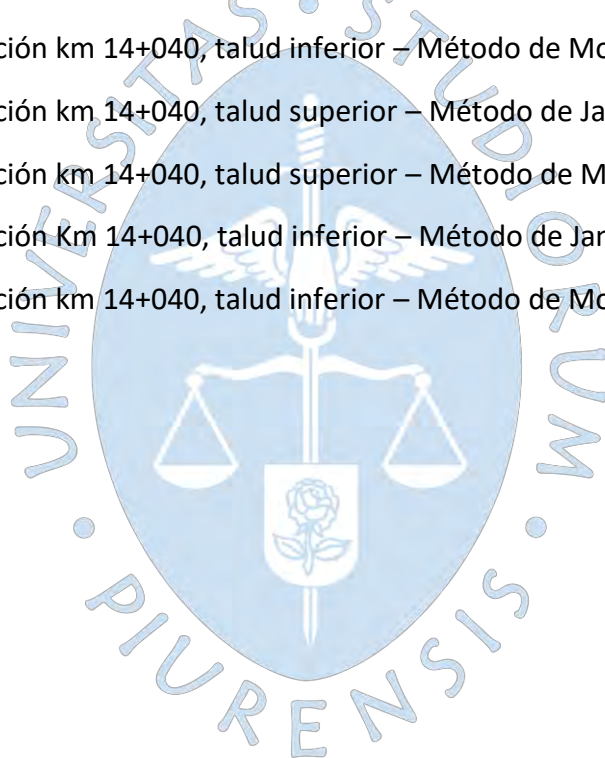
Lista de figuras

Figura 1. Estructura de un talud.....	19
Figura 2. Estructura de talud excavado, con bermas y bancos.....	19
Figura 3. Daños sobre un terraplén artificial durante un terremoto de 2004 en Japón	20
Figura 4. Edificios sobre la costa verde en la ciudad de Lima	20
Figura 5. Deslizamientos en Los Mameyes, Puerto Rico en 1985, causado por una tormenta tropical que originó lluvias torrenciales.....	21
Figura 6. Erosión de talud causada por el río Coca-Quito.....	22
Figura 7. Deslizamiento durante construcción de edificio en Lima-Perú	22
Figura 8. Carretera central bloqueada por caída de rocas en Huarochirí-Perú.....	23
Figura 9. Esquema de volcamiento en bloque y volcamiento flexural	24
Figura 10. Volcamiento de roca A.H. Inty Llacta, Perú.....	24
Figura 11. Esquema de deslizamiento rotacional y deslizamiento traslacional en movimientos de ladera.....	25
Figura 12. Deslizamiento en masa de tierra en Cusco - Perú, efectuado por las intensas lluvias.....	25
Figura 13. Propagación lateral en Comodoro Rivadavia, Argentina.....	26
Figura 14. Huaico en Huánuco-Perú.....	26
Figura 15. Reptación de suelos en Ancash-Perú	27
Figura 16. Hundimiento en San Juan de Lurigancho-Perú.....	27
Figura 17. Observación de suelos en calicatas.....	29
Figura 18. Observación de suelos en trincheras.....	30
Figura 19. Esquema de refracción sísmica	31
Figura 20. Esquema de método de masa total	36
Figura 21. Esquema del método de rebanadas.....	37
Figura 22. Esquema del método de rebanadas de Fellenius	37
Figura 23. Esquema del método de Bishop.....	38
Figura 24. Diagrama para la determinación del factor f_0 en el método de Janbu	39
Figura 25. Fuerzas actuantes sobre dovelas en el método de Morgenstern - Price	40
Figura 26. Fuerzas actuantes sobre dovelas en el método.....	41

Figura 27. Esquema de tuberías de drenaje.....	43
Figura 28. Esquema de un muro de cajón de acero.....	44
Figura 29. Esquema de muro de tierra reforzado.....	44
Figura 30. Esquema de muro de gaviones a lo largo de una carretera.....	45
Figura 31. Mapa del departamento de Cajamarca.....	46
Figura 32. Tramo en estudio que inicia en el Puente Cumbil y finaliza en el poblado de Santa Cruz.....	47
Figura 33. Tramo en estudio que inicia en el Puente Cumbil y finaliza en el poblado de Santa Cruz.....	49
Figura 34. Ubicación de los sectores críticos 1 y 2.....	51
Figura 35. Deslizamientos de suelo y fragmentos de roca en el sector crítico 1.....	52
Figura 36. Deslizamiento de suelo y bloques en sector crítico 1.....	52
Figura 37. Erosión del talud inferior recurrente en el sector crítico 2.....	53
Figura 38. Tramo en estudio que inicia en el Puente Cumbil y finaliza en el poblado de Santa Cruz.....	54
Figura 39. Vista de los depósitos residuales, reportada en el área de emplazamiento de la carretera en estudio.....	54
Figura 40. Vista de los depósito fluvial en el área de emplazamiento de la carretera en estudio.....	55
Figura 41. Imagen referencial de un depósito aluvial.....	55
Figura 42. Mapa de calicatas ejecutadas en el programa de exploración.....	57
Figura 43. (a) Talud del yacimiento lateríticos de Moa - Cuba, (b) Modelación del talud en el software Slide V 6.0.	60
Figura 44. Esquema resumen de clasificación de estratos.....	67
Figura 45. Sección transversal km 10+480.....	72
Figura 46. Sección transversal km 11+750.....	73
Figura 47. Sección transversal km 14+040.....	73
Figura 48. Modelos de flujo de agua subterránea utilizados en el análisis de fallas circulares.....	75
Figura 49. Sección transversal km 10+480 preparada para importación a Slide V 6.0.....	78
Figura 50. Sección transversal km 10+480 importada a Slide V 6.0.	78

Figura 51. Propiedades de los materiales, sector crítico 1 – km 10+480.	79
Figura 52. Propiedades de los materiales, sector crítico 1 - km 11+750.	79
Figura 53. Propiedades de los materiales, sector crítico 2 - km 14+040.	79
Figura 54. Análisis sección km 10+480, talud superior - Método de Janbu.....	80
Figura 55. Análisis sección km 10+480, talud superior - Método de Morgenstern Price.....	80
Figura 56. Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Janbu.	81
Figura 57. Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	81
Figura 58. Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Janbu.....	82
Figura 59. Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Morgenstern Price	82
Figura 60. Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Janbu	83
Figura 61. Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	83
Figura 62. Análisis sección km 14+040, talud superior – Método de Janbu.....	84
Figura 63. Análisis sección km 14+040, talud superior – Método de Morgenstern Price	84
Figura 64. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Janbu	85
Figura 65. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	85
Figura 66. Análisis sección km 10+480, talud superior – Método de Janbu.....	86
Figura 67. Análisis sección km 10+480, talud superior – Método de Morgenstern Price	86
Figura 68. Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Janbu	87
Figura 69. Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	87
Figura 70. Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Janbu.....	88
Figura 71. Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Morgenstern Price	88
Figura 72. Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Janbu	89
Figura 73. Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	89
Figura 74. Análisis sección km 14+040, talud superior – Método de Janbu.....	90
Figura 75. Análisis sección km 14+040, talud superior – Método de Morgenstern Price	90
Figura 76. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Janbu	91
Figura 77. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	91
Figura 78. Sección transversal km 10+480 modificada preparada para importación a Slide V 6.0.....	95

Figura 79. Sección transversal km 11+750 modificada preparada para importación a Slide V 6.0.....	96
Figura 80. Sección transversal km 14+040 modificada preparada para importación a Slide V 6.0.....	97
Figura 81. Propiedades de los materiales – sector crítico km 10+480	97
Figura 82. Propiedades de los materiales – sector crítico km 11+750	98
Figura 83. Propiedades de los materiales – sector crítico km 14+040	98
Figura 84. Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Janbu.....	99
Figura 85. Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Morgenstern Price.....	100
Figura 86. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Janbu	101
Figura 87. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	101
Figura 88. Análisis sección km 14+040, talud superior – Método de Janbu.....	102
Figura 89. Análisis sección km 14+040, talud superior – Método de Morgenstern Price	103
Figura 90. Análisis sección Km 14+040, talud inferior – Método de Janbu	104
Figura 91. Análisis sección km 14+040, talud inferior – Método de Morgenstern Price.....	104



Introducción

Las vías de comunicación están expuestas a fenómenos naturales como fuertes lluvias o terremotos que afectan a muchas regiones. Estos eventos pueden provocar movimientos en masa, como desprendimientos de rocas, derrumbes, hundimientos y aluviones. A menudo, la falla de los taludes puede contribuir a estos movimientos en masa (Highland y Bobrowsky, 2008).

Perú no está exento de estos eventos, por el contrario, las constantes precipitaciones en el año 2018 en varios departamentos, incluyendo Cajamarca, causaron daños en 316 km de carreteras. Durante los primeros meses de 2019, se registraron en nuestro país 3800 lluvias intensas, 743 deslizamientos, 616 inundaciones, 322 derrumbes, entre otros fenómenos (INDECI, 2019).

El departamento de Cajamarca, en particular el distrito de Santa Cruz, es uno de los lugares donde se encuentra el tramo de carretera donde se analiza la estabilidad de los taludes. Esta región tiene zonas críticas debido a los peligros geológicos e hidrogeológicos que enfrenta, incluyendo áreas propensas a deslizamientos, erosión fluvial y caída de rocas que afectan los cultivos y carreteras afirmadas cercanas.

Por otro lado, la provincia de Chota, específicamente el distrito Puente Cumbil – Cirato (Llama – Catache), se caracteriza por tener taludes con pendientes fuertes a muy fuertes, lo que hace que esta zona sea propensa a derrumbes y deslizamientos.

La zona de estudio corresponde a la carretera Puente Cumbil – Santa Cruz – Succhabamba – Chancay Baños – Túnel Chotano, región Cajamarca, la cual es un eje central de conectividad vial, específicamente para la red vial departamental ya que permite unir provincias del interior de dicho departamento (Araujo et al., 2020).

Comprendiendo la importancia y vulnerabilidad de la zona del proyecto, así como las consecuencias económicas y sociales que pueden derivarse de los deslizamientos, el presente trabajo propone realizar un estudio detallado y análisis de los sectores críticos de los taludes en suelo que se ubican entre los km 10+000 y 20+000 del proyecto de la Carretera Puente Cumbil con la finalidad de evitar desprendimientos o derrumbes que puedan causar serios accidentes. Para llevar a cabo este estudio, se utilizó la información obtenida en un estudio de factibilidad previo realizado por Ingenia Asociados S.R.L. Es importante destacar que el estudio mencionado propone soluciones específicas a los sectores críticos identificados para abordar la inestabilidad, como la construcción de muros de contención y muros de suelo reforzado, sin embargo, el análisis de estabilidad correspondiente no se presenta y las soluciones propuestas no están sustentadas por la determinación del factor de seguridad necesario.

Capítulo 1

Marco teórico

1.1 Talud

Un talud, según sostiene Das (2015), es una superficie de suelo que posee un ángulo con la horizontal, este ángulo o pendiente debido a su origen o formación puede ser clasificado como natural o construido.

1.1.1 Taludes naturales

Se denomina talud natural o ladera, a la masa de suelo o roca que se ha conformado sin intervención del hombre y es el resultado de la actuación de agentes geológicos externos, como el agua, viento, entre otros (Mendoza, 2016)

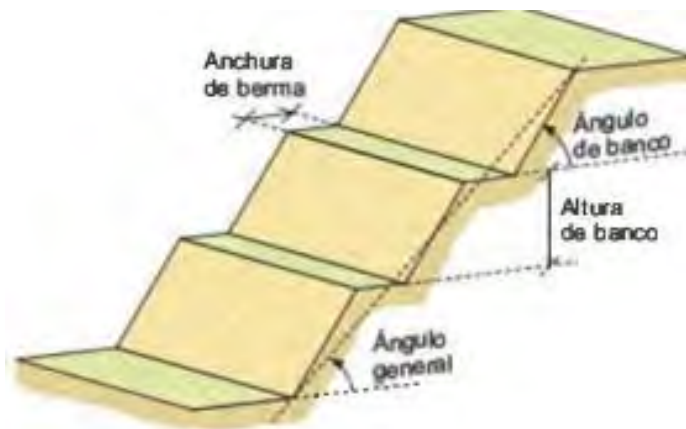
En algunos casos, los taludes naturales pueden ser propensos a fallar debido a la acción de los mismos agentes que lo modelaron. Por este motivo, si se encuentran taludes naturales dentro de un proyecto de construcción, estos deben ser evaluados y, en caso sea necesario, deben ser intervenidos para garantizar su estabilidad.

1.1.2 Taludes contruidos

Los taludes contruidos son aquellos que son realizados por el hombre, toda obra de infraestructura vial, minera o hidráulica requiere del diseño y excavación de taludes (Gonzáles de Vallejo et al., 2003), los cuales deben proyectarse para ser estables durante toda la vida útil del proyecto. Para garantizar su estabilidad, es necesario realizar un estudio y análisis en las fases de diseño y construcción. Además, se deben llevar a cabo actividades de monitoreo frecuente para prevenir cualquier daño.

1.2 Estructura de un talud

Un talud se compone de tres partes: una parte superior convexa con cima o cresta, donde se presentan procesos de erosión; una parte intermedia inclinada; y una parte baja o inferior cóncava con un pie o base, en la cual ocurren principalmente procesos de deposición (Suarez, 2009).

Figura 1*Estructura de un talud**Nota.* Adaptado de Gonzáles de Vallejo et al. (2003).**Figura 2***Estructura de talud excavado, con bermas y bancos**Nota.* Adaptado de Gonzáles de Vallejo et al. (2003).

Un talud excavado, como los que se realizan comúnmente en construcción, posee bancos, que son una serie de cortes escalonados en un suelo con la finalidad de reducir fuerzas motrices. Los bancos son útiles en la colocación de dispositivos contra la caída de rocas o para prestar un área de trabajo para la instalación de estructuras (Highland y Bobrowsky, 2008). En operaciones de mantenimiento vial, sirven como superficie de trabajo para maquinaria de retiro de escombros producto de derrumbes o fragmentos de roca.

En proyectos viales, se realizan bancos o banquetas en los taludes con una altura de 7m o más y un ancho de 3m (MTC, 2014).

1.3 Factores que influyen en la inestabilidad de taludes

Existen causas naturales y otras ocasionadas por actividades humanas que pueden provocar la inestabilidad en taludes y/o laderas, por ejemplo:

- Actividad sísmica: un sismo genera el desplazamiento de masas de suelo pertenecientes a los taludes en proporción a su intensidad. Esto ocurre cuando las fuerzas dinámicas del sismo se añaden a las fuerzas estáticas que actúan en el talud, generando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante y provocando la falla (Morales, 2000).

Figura 3

Daños sobre un terraplén artificial durante un terremoto de 2004 en Japón



Nota. Adaptado de Highland y Bobrowsky (2008).

- Cargas externas: la aplicación de cargas sobre la corona del talud genera un aumento en las fuerzas actuantes en la masa de suelo, elevando la probabilidad de falla. Es importante tomar en cuenta estas cargas al evaluar la estabilidad del talud (ISEM, 2018).

Figura 4

Edificios sobre la costa verde en la ciudad de Lima



Nota. Adaptado de El Comercio (2019a).

En el año 2012 un estudio de expertos de la Universidad Nacional de Ingeniería recomendó que las construcciones en la Costa Verde se ubicaran a 150m del acantilado y no sobre el mismo (El Comercio, 2019a). Esto se debe a que las construcciones sobre el acantilado ponen en riesgo la estabilidad del talud. Si bien el talud puede mantenerse estable a lo largo del tiempo sin dar indicios de falla, no hay garantía de que mantenga su estabilidad frente a un evento sísmico, ya que todas las construcciones representan elevadas cargas externas que han modificado las condiciones naturales que se tenía inicialmente.

- Factores climáticos: el agua y el viento actúan continuamente sobre el talud, erosionando su superficie y modificando su geometría. El grado de saturación de la masa depende de las condiciones climáticas, y durante el periodo de lluvias, la resistencia al esfuerzo cortante disminuye, ya que el agua ingresa por las grietas del talud y origina un incremento en las fuerzas actuantes o la aparición de fuerzas de filtración, generando inestabilidad (ISEM, 2018).

Figura 5

Deslizamientos en Los Mameyes, Puerto Rico en 1985, causado por una tormenta tropical que originó lluvias torrenciales.



Nota. Adaptado de Highland y Bobrowsky (2008).

- Factores geológicos: las características geológicas de la zona de proyecto son esenciales para cualquier análisis geotécnico. Por ello, es necesario conocer el tipo de geología regional y local, la geología estructural, los agentes geodinámicos externos y la presencia o no de fallas importantes en el ámbito de estudio. Si estas características no se evalúan detalladamente y a tiempo durante la etapa de levantamiento y exploración de campo, puede generar incertidumbre en el factor de seguridad calculado (ISEM, 2018).

Figura 6

Erosión de talud causada por el río Coca-Quito



Nota. Adaptado de El Universo (2020).

- Actividades de construcción: las excavaciones al pie de un talud o las actividades de voladura, pueden desestabilizar los taludes o terraplenes, especialmente si no se ha diseñado correctamente el proceso constructivo.

Figura 7

Deslizamiento durante construcción de edificio en Lima-Perú



Nota. Adaptado de RPP Noticias (2018).

1.4 Movimientos en masa

El movimiento en masa se refiere al proceso en el que un volumen de material del talud se desliza hacia la parte inferior del mismo, ya sea formado por roca, residuos de tierra, suelo, detritos o escombros, debido a la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, dinámicas, entre otras.

Existen diversos términos que se utilizan de manera indistinta como movimientos en masas, deslizamientos, derrumbes o fallas de la pendiente. Estos términos son aplicables a los distintos tipos y tamaños de deslizamientos de tierra (Highland y Bobrowsky, 2008).

Los movimientos en masa, las fallas de taludes en carreteras y los deslizamientos provocados por fenómenos naturales como lluvias y terremotos son eventos de gran importancia debido a sus consecuencias en términos de pérdidas humanas y daños a la infraestructura y agricultura. Las interrupciones del tráfico causadas por derrumbes tienen un impacto negativo significativo en las actividades económicas de las áreas afectadas (Cismid, 1984). Por lo tanto, es fundamental comprender sus causas y proponer las mejores soluciones para mitigar o eliminar sus consecuencias, y prevenir desastres.

1.4.1 Tipos de movimientos en masa

Según el Proyecto Multinacional Andino “Geociencias para las Comunidades Andinas”, publicado por el Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile en el año 2007, existen distintos tipos de clasificación para los movimientos en masa. La más aceptada es la clasificación de Cruden y Varnes (1996), la cual es una modificación de la clasificación de Varnes (1978). Así, tenemos que los movimientos en masa se clasifican en: caídas, volcamientos, deslizamientos, flujos, propagaciones laterales, reptaciones y deformaciones gravitacionales profundas.

1.4.1.1 Caídas. Este tipo de movimiento en masa se produce cuando fragmentos de suelo o roca se desprenden y caen a gran velocidad, de forma casi instantánea, impulsados por la gravedad. Cada fragmento se desplaza de manera individual, lo que lo convierte en un fenómeno extremadamente peligroso. Dependiendo de la altura y tamaño de los fragmentos, el impacto y daño resultantes pueden ser significativos. Las caídas de roca pueden bloquear completamente las carreteras o incluso provocar la muerte instantánea de personas que se encuentren en la zona afectada (GEMMA, 2007).

Figura 8

Carretera central bloqueada por caída de rocas en Huarochirí-Perú

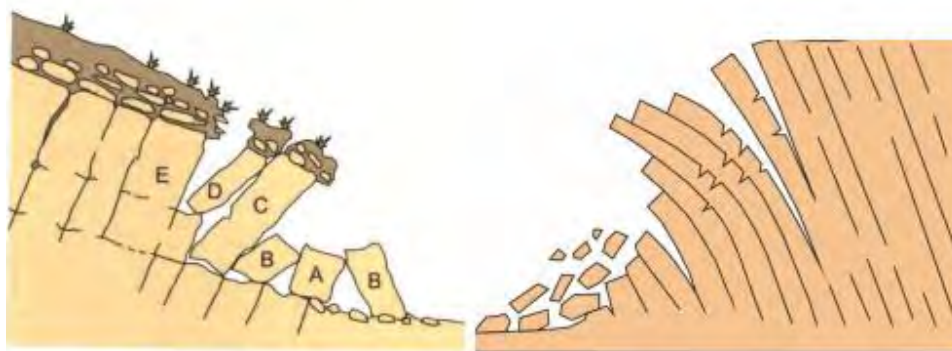


Nota. Adaptado de El Comercio (2017).

1.4.1.2 Volcamiento. También conocido como inclinación, se produce por la rotación de fragmentos de roca o suelo, principalmente en formaciones rocosas cuyas unidades se han desprendido debido a la meteorización. Se pueden distinguir dos tipos de volcamiento: volcamiento de bloque y volcamiento flexural. El primero se produce en roca sana y puede involucrar una mayor cantidad de bloques, mientras que el segundo ocurre en roca meteorizada, donde los bloques se van doblando por la acción de la gravedad (GEMMA, 2007).

Figura 9

Esquema de volcamiento en bloque y volcamiento flexural



Nota. Adaptado de INGEMMET (2011).

Figura 10

Volcamiento de roca A.H. Inty Llacta, Perú



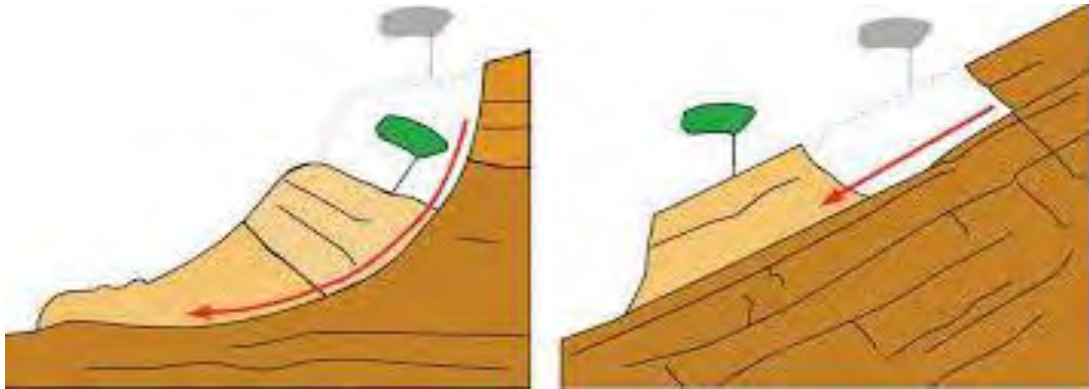
Nota. Adaptado de INGEMMET (2011).

1.4.1.3 Deslizamiento de roca o suelo. Este tipo de movimiento en masa ocurre a lo largo de una superficie de falla, que puede ser plana u ondulada en el caso del deslizamiento

traslacional, o curva y cóncava en el caso del deslizamiento rotacional. Cuando no hay una superficie de falla clara, se habla de deslizamiento compuesto. (GEMMA, 2007).

Figura 11

Esquema de deslizamiento rotacional y deslizamiento traslacional en movimientos de ladera



Nota. Adaptado de Copons y Tallada (2009).

Figura 12

Deslizamiento en masa de tierra en Cusco - Perú, efectuado por las intensas lluvias



Nota. Adaptado de El Comercio (2018).

1.4.1.4 Propagación lateral. Tipo de movimiento en masa que se produce principalmente por la deformación interna y expansión del material. La propagación lateral es la etapa final del movimiento y suele estar asociada a otro tipo de movimiento en masa inicial (GEMMA, 2007).

Figura 13

Propagación lateral en Comodoro Rivadavia, Argentina



Nota. Adaptado de GEMMA (2007).

1.4.1.5 Flujo. Es un movimiento en masa que se comporta como un fluido, y se observa comúnmente en suelos con alto contenido de agua y material no consolidado. Este tipo de movimiento es muy rápido y puede tomar diferentes formas, como huaicos, flujos de lodo, flujos de tierra, entre otros. (GEMMA, 2007).

Figura 14

Huaico en Huánuco-Perú



Nota. Adaptado de Exitosa Noticias (2019)

1.4.1.6 Reptación. Se refiere a movimientos lentos del suelo que se producen sin que haya una superficie de falla clara, y que pueden desencadenar en un deslizamiento o un flujo. A diferencia de otros tipos de movimientos en masa, la reptación avanza a un ritmo muy

lento, con desplazamientos que oscilan entre algunos centímetros y unos pocos metros por año. Este tipo de movimiento se manifiesta, por ejemplo, en la inclinación de árboles, cercas o postes, y puede ser un indicio de la inestabilidad del terreno (Suarez, 2009).

Figura 15

Reptación de suelos en Ancash-Perú



Nota. Adaptado de Andina (2015).

1.4.1.7 Deformaciones gravitacionales profundas o hundimientos. Son desplazamientos verticales del terreno que se producen por una disminución del volumen del terreno. Estos hundimientos pueden deberse a distintas causas, como incremento de presión de poro, el efecto de cimentaciones, entre otros (GEMMA, 2007).

Figura 16

Hundimiento en San Juan de Lurigancho-Perú



Nota. El Comercio (2019b).

Es importante tener en cuenta que existen factores externos como la condición de humedad y la actividad sísmica, que influyen en el origen de un tipo de movimiento en masa.

Este proceso ocurre con mayor frecuencia y es el que más afecta a la estabilidad en las laderas y taludes. El deslizamiento de roca o suelo puede provenir, en algunos casos, de un tipo de movimiento en masa anterior y puede traer consigo una avalancha de roca. Asimismo, la velocidad de los movimientos en masa puede variar entre rápida y extremadamente rápida para los deslizamientos traslacionales (GEMMA, 2007).

1.5 Sismicidad de la zona de estudio

Se sabe que Perú es uno de los países con mayor potencial sísmico en la tierra (SGP, 2018). En particular, en la región Cajamarca existen registros de eventos sísmicos históricos, como por ejemplo:

- El 14 de mayo de 1928 se produjo un evento sísmico que generó muertes y colapso de viviendas en zonas interandinas del norte, causando graves daños en la región Cajamarca (INGEOMIN, 1978).
- El 18 de julio de 1928 se produjo una fuerte réplica del terremoto, que fue intensa en Cajamarca, Chilete, Contumazá, Trujillo y Molinopampa.
- El 23 de junio de 1951 se produjo un sismo generado en el océano, que afectó la zona de Cajamarca y el Callejón de Huaylas, con una intensidad de grado V en la escala MM en la ciudad de Trujillo y Pacasmayo.
- El 30 de marzo de 1952 se produjo un fuerte movimiento sísmico, con una intensidad apreciada de V-VI en la escala MM en las ciudades de Cajamarca y Chota.
- El 9 de marzo del año 1955 se produjo un sismo que originó ligeros daños en las viviendas de Cajamarca, San Ignacio y Jaén.

El departamento mencionado está clasificado como zona de sismicidad III según el Mapa de Zonificación Sísmica de la norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Siendo una región de alto riesgo sísmico con registros de eventos históricos importantes, es esencial tener en cuenta la influencia de la actividad sísmica para un adecuado diseño.

La normativa de diseño sismorresistente establece las cargas sísmicas de diseño para estructuras comunes, lo que no requiere la realización de estudios detallados de riesgo sísmico para la zona en la que se construirán dichos proyectos. Sin embargo, para estructuras de mayor envergadura, como puentes, presas, túneles o centrales nucleares, es necesario llevar a cabo estudios exhaustivos de peligro sísmico (Alva y Castillo, 1993).

1.6 Investigaciones geotécnicas

Las características y el comportamiento del suelo se definen a través de parámetros geotécnicos que se determinan mediante ensayos e investigaciones geotécnicas, las cuales permiten obtener muestras representativas del suelo y explorar el subsuelo para conocer su origen geológico (Aulestia, 2014).

El proceso de identificación de las capas del subsuelo y su caracterización se conoce como investigaciones geotécnicas. En el caso de proyectos de carreteras o vías urbanas, las principales investigaciones geotécnicas son las calicatas, trincheras y estudios de refracción sísmica (Das, 2015).

1.6.1 Calicatas y trincheras

Se realizan excavaciones a una profundidad de 3m para observar directamente el terreno y describir los diferentes estratos o materiales encontrados en los registros.

Se extraen muestras representativas para realizar ensayos de laboratorio, tales como el peso unitario suelto y compactado, el análisis granulométrico (ASTM D-422), el límite líquido (ASTM D-423), el límite plástico (ASTM D-424) y el ensayo de corte directo en muestras remoldeadas.

Las calicatas y trincheras se realizan de acuerdo con la NTP 339.162 (INDECOPI, 2001) y el RNE E.050 Suelos y Cimentaciones (El Peruano, 2018a). Aunque ambas son excavaciones, las trincheras se diferencian de las calicatas debido a que se realizan principalmente en zonas de taludes donde la topografía del terreno no es horizontal, lo que impide la excavación de una calicata.

Figura 17

Observación de suelos en calicatas



Nota. Adaptado de Sigt S.A. Ingenieros Consultores (2018).

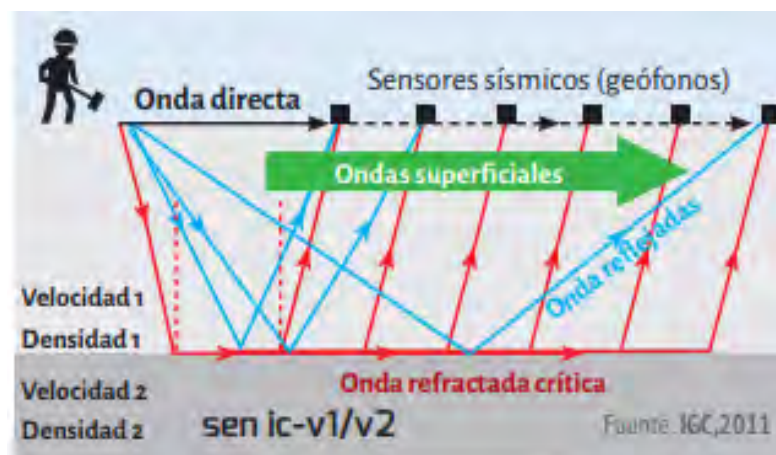
Figura 18*Observación de suelos en trincheras*

Nota. Adaptado de Sigt S.A. Ingenieros Consultores (2018).

1.6.2 Refracción sísmica y MASW

En la etapa de trabajo preliminar, existen técnicas de exploración geofísica que permiten una evaluación rápida de las características del subsuelo. Algunas de estas técnicas son el ensayo de refracción sísmica y el MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*). El MASW proporciona información sobre el espesor de las capas de diversos tipos de suelo y la profundidad de basamento en un sitio.

El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman. Consiste en medir los tiempos de viaje de las ondas de compresión (ondas P) generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos ubicados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno. Los datos obtenidos para diferentes ubicaciones permiten obtener las velocidades de propagación de las ondas P en los distintos estratos de suelo y roca (Tabla 1), con lo cual se pueden clasificar los diferentes estratos obtenidos (Rivera et al., 2016). Es importante considerar que la velocidad de propagación de las ondas sísmicas debe ser estrictamente creciente con la profundidad para que el método de refracción funcione (Das, 2015).

Figura 19*Esquema de refracción sísmica**Nota.* Adaptado de Rivera et al. (2016).**Tabla 1***Rango de velocidades de ondas P según tipo de suelo o roca*

Tipo de suelo o roca	Velocidad de la onda P (m/s)
Suelo	
Arena, sill y suelo superficial de grano fino	200-1000
Aluvión	500-2000
Arcillas compactadas, gravas y arena arcillosas densa	1000-2500
Loess	250-750
Roca	
Pizarra y lutita	2500-5000
Arenisca	1500-5000
Granito	4000-6000
Roca caliza	5000-10 000

Nota: Sill se refiere a una roca ígnea intrusiva plutónica compuesta principalmente de feldespato y piroxeno. Adaptado de Das (2015).

El método MASW emplea la interpretación de las ondas superficiales (ondas Rayleigh), registradas mediante un arreglo multicanal. Estas ondas se generan por una fuente de energía

impulsiva en ubicaciones predefinidas a lo largo de una línea en la superficie del terreno. De esta manera, se obtiene el perfil de velocidades de corte de las ondas (V_s) para el punto central de dicha línea. Este ensayo permite clasificar cada estrato encontrado al obtener perfiles de velocidades de ondas de corte (Rivera et al., 2016). A diferencia del método de refracción sísmica, el ensayo MASW no está limitado a una situación estratigráfica específica y puede utilizarse ampliamente, incluso en presencia de un nivel freático.

Tabla 2

Clasificación del sitio

Tipo de suelo	Nombre de suelo	Propiedades promedio en los 30 primeros metros (p. 322)		
		Velocidad de onda de corte, $\bar{V}_s$ (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, $\bar{N}$	Resistencia al corte no drenado, $\bar{S}_u$ (psf)
A	Roca muy dura	$\bar{V}_s > 1,500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < \bar{V}_s \leq 1,500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < \bar{V}_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 2,000$
D	Suelo rígido	$180 \leq \bar{V}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1,000 \leq \bar{S}_u \leq 2,000$
E	Suelo blando	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 1,000$
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3m de espesor que tenga las siguientes características: 1. Índice de plasticidad (IP) > 20, 2. Contenido de humedad(w) $\geq 40\%$ y 3. Resistencia al corte no drenado $\bar{S}_u < 500$ psf.		
F	-	Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a una posible fractura o colapso bajo efecto sísmico, por ejemplo: suelos licuables, arcillas altamente sensibles y suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H >3m de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H = espesor del suelo) 3. Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.6m con índice de plasticidad IP > 75) 4. Arcillas gruesas suaves a medias (H >36m)		

Nota. Adaptado de ICC (2002).

Ambos métodos, refracción y MASW, deben complementarse con métodos directos para obtener una evaluación de la calidad del perfil. Por ejemplo, los sondeos que detectan las diferencias de propiedades con la profundidad se utilizan para la identificación de estructuras heredadas. Además, se realiza la excavación de trincheras para un análisis visual directo, ya que las discontinuidades heredadas son muy importantes para evaluar las amenazas de deslizamiento en los taludes (Suarez, 2009).

1.7 Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Las muestras obtenidas durante las investigaciones geotécnicas deben analizarse en ensayos de laboratorio para obtener los parámetros geotécnicos necesarios para conocer las características geotécnicas del suelo y su comportamiento.

1.7.1 Análisis granulométrico de suelos por tamizado

Para determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo, se emplea el análisis granulométrico por tamizado, siguiendo la norma ASTM D-422 y el método MTC E 107-2000. Además, se determina el contenido de humedad del suelo mediante los ensayos del cono de arena. Asimismo, para establecer los límites de Atterberg y realizar la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), se requieren ensayos específicos, como el ensayo de límite líquido según la norma ASTM D-423 y el ensayo de límite plástico utilizando la norma ASTM D-424.

1.7.2 Peso unitario

Este ensayo, según el método MTC E 203 – 2000, tiene como objetivo obtener el parámetro geotécnico del peso del suelo por unidad de volumen, tanto en condición suelta como compactada.

En los taludes, las superficies de terreno no son horizontales, lo que provoca que una componente de la gravedad ejerza una fuerza hacia abajo sobre la masa de suelo. Esta fuerza motriz será mayor mientras mayor sea el peso unitario del suelo (Das, 2015).

1.7.3 Corte directo en suelos

Para establecer los parámetros geotécnicos de resistencia al corte del terreno de cimentación, se llevan a cabo ensayos de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas, siguiendo la norma ASTM D-3080, método MTC E 123 (00), los cuales permiten obtener valores de cohesión y ángulo de fricción en esfuerzos totales o efectivos (c, ϕ) (González de Vallejo et al., 2003).

La resistencia al corte de un suelo se define como la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo ofrece a la falla y al deslizamiento sobre un plano dentro del mismo (Das, 2015).

- **Criterio de Rotura Mohr-Coulomb**

La resistencia al corte depende de la cohesión, el ángulo de fricción y el esfuerzo normal total, siguiendo el criterio de falla Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \Phi \quad (1)$$

Es importante considerar si las condiciones son drenadas o no drenadas, o si el análisis se realiza en un estado no saturado. Además, los parámetros utilizados deben corresponder a los niveles de esfuerzos presentes en las posibles superficies de falla. En los casos en los que ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda emplear las resistencias residuales (Skempton, 1970; Suarez, 2009).

- **Criterio de Rotura Hoek-Brown**

La resistencia al corte de la matriz rocosa isotrópica se puede evaluar mediante los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown. El primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, siendo el criterio Hoek-Brown el más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas. La representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo. (González de Vallejo et al., 2003).

El propuesto por Hoek y Brown (1980) es un criterio empírico de rotura, el cual es no lineal y válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isotrópica en condiciones triaxiales:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (2)$$

Las variables σ_1 y σ_3 representan los esfuerzos principales mayor y menor en rotura respectivamente. Por otro lado, σ_{ci} se refiere a la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, mientras que m_i es una constante que depende de las propiedades de dicha matriz. Es importante señalar que el valor de σ_{ci} y el parámetro m_i deben ser determinados mediante ensayos de laboratorio. En caso de no contar con estos datos, también es posible estimarlos a partir de información bibliográfica. (González de Vallejo et al., 2003).

1.7.3.1 Ángulo de fricción. Es la representación matemática del coeficiente de rozamiento o fricción. En suelos granulares secos, coincide con el ángulo de reposo. Todos los suelos poseen fricción, sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable se les denomina suelos cohesivos: $\Phi = 0$ (Suarez, 2009).

Tabla 3

Órdenes de magnitud de los ángulos de rozamiento que cabe esperar en función de la compacidad y el tipo de suelo

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento interno en función de la densidad inicial		
	Flojo	Medianamente denso	Denso
Limo no plástico	26 a 30	28 a 32	30 a 34
Arena uniforme fina a media	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Arena bien graduada	30 a 34	34 a 40	38 a 46
Mezclas de arena y grava	32 a 36	36 a 42	40 a 48

Nota. Adaptado de Gonzáles de Vallejo et al. (2003).

1.7.3.2 Cohesión. Parámetro que mide la adherencia entre las partículas de suelo y representa la resistencia al corte producida por la cementación entre partículas.

En los suelos granulares que no existe material que produzca adherencia, la cohesión se considera igual a cero, por ser suelos friccionantes o no cohesivos ($c=0$) (Suarez, 2009). Los suelos granulares como arena y limo inorgánico tienen un valor de cohesión igual a cero ($c=0$).

En el caso de las arcillas normalmente consolidadas, se considera que la cohesión es aproximadamente cero ($c\approx 0$), ya que se caracterizan por tener baja cohesión. No obstante, es importante destacar que esta propiedad puede variar en función de las propiedades específicas del suelo y las condiciones de consolidación. Por otro lado, las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de cohesión mayores que cero ($c>0$) (Das, 2015).

1.8 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

1.8.1 Métodos de análisis probabilísticos

Estos métodos se desarrollaron como complemento al método determinístico, el cual tiene como objetivo determinar el factor de seguridad mínimo en superficies de falla catalogadas como sectores críticos. Los métodos de análisis probabilístico, por otro lado, se utilizan para determinar de manera lógica la confiabilidad de un talud, considerando la probabilidad de falla e índice de confiabilidad en los sectores críticos como referencia.

En la actualidad, el método de análisis probabilísticos se utiliza adecuadamente, incluyendo la incertidumbre de las superficies de falla en problemas determinísticos. Sin embargo, es necesario tener cuidado, ya que se subestima la probabilidad de falla de un talud al simplificar este método. Por lo tanto, el objetivo óptimo que se desea lograr con este método es encontrar ciertos criterios y utilizarlos para encontrar la probabilidad de falla aceptable y evaluar la estabilidad de un talud (Fernández et al., 2018)

1.8.2 Métodos de análisis determinísticos

Existen dos grandes grupos de métodos de cálculo para el estudio de la estabilidad de taludes de suelo, métodos de cálculo con modelos numéricos y métodos de equilibrio límite.

1.8.2.1 Métodos de cálculo con modelos numéricos. Los métodos de cálculo con modelos numéricos se utilizan cuando se requiere cuantificar las deformaciones producidas en taludes por cargas externas o efectos. Para ello, este tipo de métodos estudia el estado tensional de los elementos y sus deformaciones, y previamente requiere la discretización del problema mediante una malla (Valiente et al., 2015).

1.8.2.2. Métodos de análisis mediante equilibrio límite. Los métodos de equilibrio se basan en la estática y no toman en cuenta las deformaciones. La ventaja de estos métodos es que permiten modelar de manera rápida y fiable, reproduciendo bastante bien la superficie probable de falla, y se encuentran ampliamente contrastados por la experiencia de su uso. Los

modelos de equilibrio límite permiten garantizar la estabilidad, pero no permiten estudiar el estado tensional de los elementos y sus deformaciones (Valiente et al., 2015). Además, se optó por utilizar este método en lugar de métodos con modelos numéricos debido al alto potencial sísmico de Perú, en el que los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas (Suarez, 2009).

El análisis de la estabilidad de taludes mediante equilibrio límite se realizó en dos condiciones:

- Análisis en condiciones normales, también conocido como análisis estático.
- Análisis en condiciones sísmicas. Para este análisis se utilizará el método pseudoestático, que consiste en simular las cargas sísmicas como cargas estáticas horizontales y verticales (Suarez, 2009).

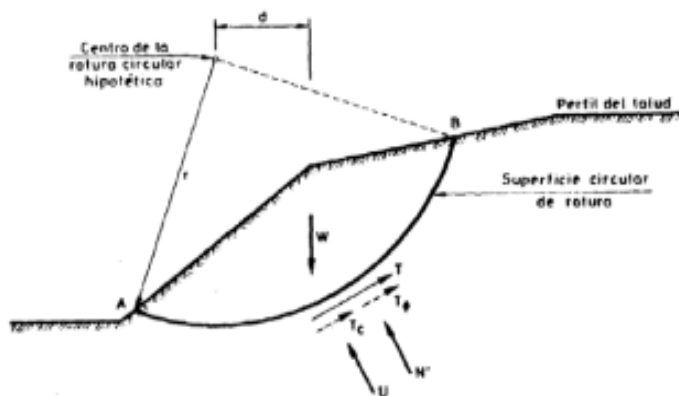
Los métodos de equilibrio límite abarcan dos importantes subgrupos: métodos de masa total y métodos de dovelas (Suarez, 2009).

A. Método de masa total o estabilidad global

Considera que el deslizamiento de masa se produce de manera uniforme como un solo bloque, cumpliendo con las condiciones de equilibrio. Se asume una superficie de falla circular para el cálculo del factor de seguridad (Ros, 2008).

Figura 20

Esquema de método de masa total



Nota. Adaptado de. Pérez de Ágreda (2005).

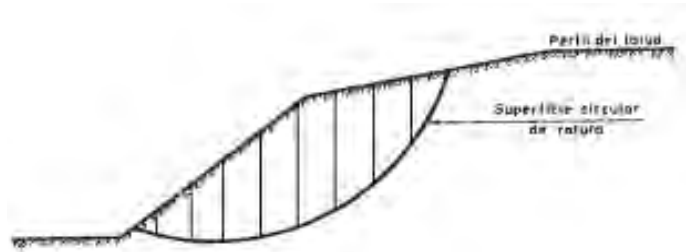
B. Método de dovelas o rebanadas

El método de dovelas divide la masa desplazada en rebanadas, cada una de las cuales se considera como un sólido rígido y se aplica las condiciones de equilibrio a cada una. Este método surge con la finalidad de mejorar los resultados obtenidos con el método de masa total.

Subdividir la masa total en pequeñas partes facilita el análisis cuando el material es heterogéneo, siendo necesario definir de manera adecuada la cantidad y forma de las distintas rebanadas (Pérez de Ágreda, 2005).

Figura 21

Esquema del método de rebanadas



Nota. Adaptado de Pérez de Ágreda (2005).

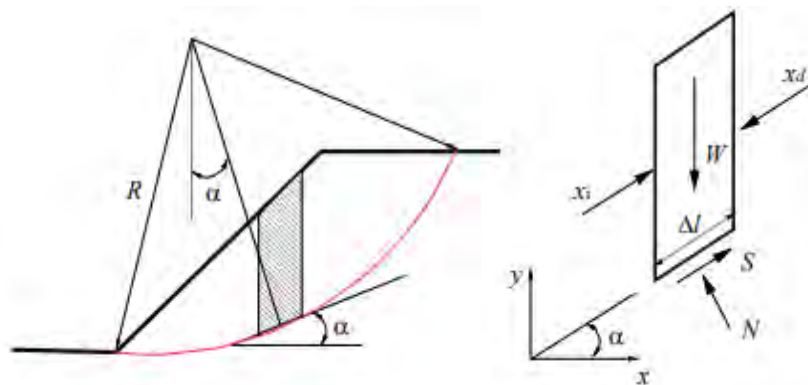
C. Método ordinario de Fellenius

El método de Fellenius, también conocido como método ordinario, método sueco o método de dovelas, considera superficies de falla circulares. Divide el área de la superficie de falla en rebanadas verticales (Suarez, 2009). Considera el equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, pero no considera el equilibrio de fuerzas horizontales, ya que supone que las fuerzas entre rebanadas se cancelan mutuamente. Es aplicable para deslizamientos circulares (Ros, 2008).

El factor de seguridad se obtiene determinando las fuerzas actuantes y resultantes para cada rebanada y al sumar los momentos con respecto al centro del círculo. Por lo general, el método ordinario proporciona factores de seguridad menores que otros métodos (Suarez, 2009).

Figura 22

Esquema del método de rebanadas de Fellenius



Nota. Adaptado de León y González (2013).

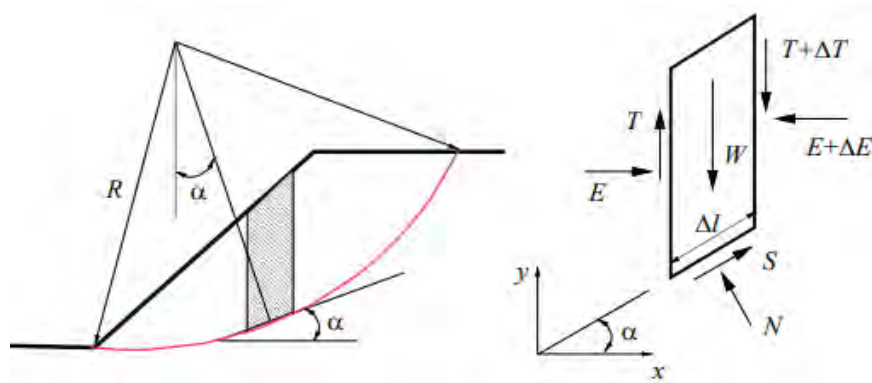
D. Método de Bishop

El método de Bishop es una técnica de análisis de deslizamientos de tierra que se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y que las fuerzas de cortante se pueden omitir. Aunque la solución rigurosa de Bishop es muy compleja, su versión simplificada es ampliamente utilizada debido a que ofrece resultados más precisos que el método de Fellenius (Suarez, 2009).

El método de Bishop considera que la fuerza resultante entre rebanadas es horizontal, lo que implica que se deben tener en cuenta tanto el equilibrio de fuerzas verticales como el equilibrio de momentos. Sin embargo, este método no considera el equilibrio de fuerzas horizontales, ya que supone que las fuerzas entre rebanadas se anulan entre sí. Es importante tener en cuenta que el método de Bishop solo es aplicable para el análisis de deslizamientos circulares (Ros, 2008).

Figura 23

Esquema del método de Bishop



Nota. Adaptado de Fuente: León y González (2013).

E. Método de Janbu simplificado

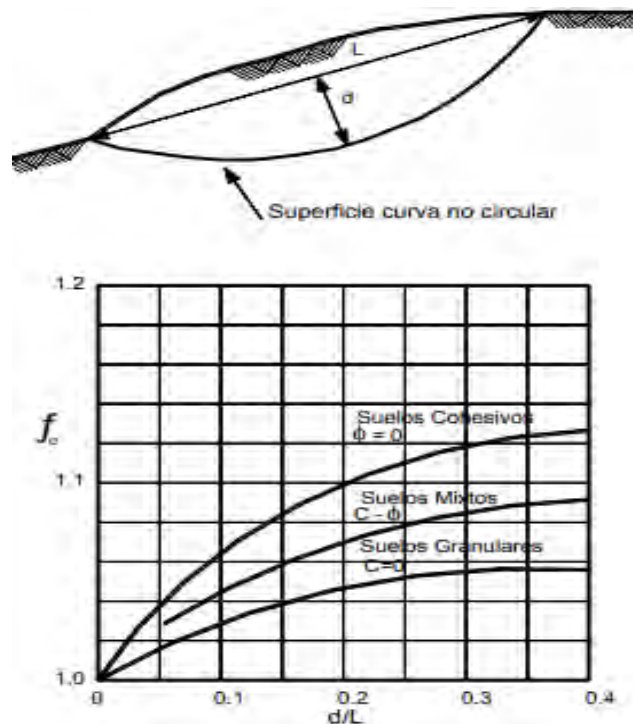
El método simplificado de Janbú se utiliza para analizar el deslizamiento de tierras, y se caracteriza por considerar que las fuerzas entre las dovelas son horizontales, sin tener en cuenta las fuerzas de corte.

Además, Janbú contempla superficies de falla que no son circulares y establece un factor de corrección denominado (f_0). Este factor de corrección está relacionado con la curvatura de la superficie de falla y debe ser determinado con precisión. De lo contrario, genera desviaciones en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, brinda la oportunidad de mejorar el análisis (Suarez, 2009).

El diagrama de fuerzas actuantes en una rebanada es el mismo que el diagrama para el caso de Bishop (Ros, 2008). Solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos (Suarez, 2009).

Figura 24

Diagrama para la determinación del factor f_0 en el método de Janbu



Nota. Adaptado de Fuente: Suarez (2009).

F. Método de Lowe-Karafiath

El método de Lowe-Karafiath (1960) asume cualquier forma de la superficie de falla y se basa en que la inclinación de las fuerzas entre dovelas es un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada dovela. Al satisfacer el equilibrio de fuerzas verticales y horizontales, pero no el equilibrio de momentos, genera un resultado menos preciso en comparación con los métodos que satisfacen el equilibrio completo. Debido a que el factor de seguridad es muy sensible a la inclinación asumida por las fuerzas laterales (Suarez, 2009).

Según Lowe (1976), la resistencia a cortante es el parámetro geotécnico que involucra el mayor grado de incertidumbre en el análisis de la estabilidad de taludes. Es por eso por lo que este método es razonable para el análisis de $\Phi > 0$, aunque resulta menos conservador (con un rango de 10-15%) para $\Phi = 0$.

G. Método del cuerpo de ingenieros

El método del cuerpo de ingenieros (1970) asume cualquier forma de la superficie de falla y supone que las fuerzas resultantes entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Además, se recomienda que la inclinación sea igual al ángulo medio de

la superficie del talud o la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento del terreno (Ros, 2008).

Al igual que el método de Lowe-Karafiath, satisface el equilibrio de fuerzas verticales y horizontales; sin embargo, no satisface el equilibrio de momentos. Los factores de seguridad son generalmente altos.

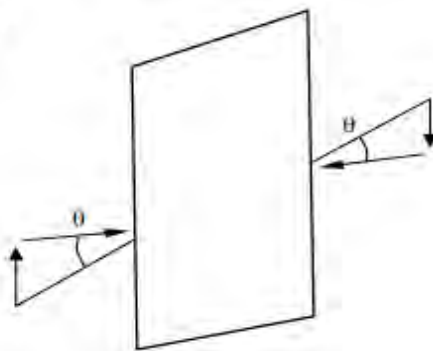
H. Método de Morgenstern-Price

El método de Morgenstern-Price (1965) es altamente preciso y aplicable a diferentes geometrías de taludes y perfiles de suelo. Este procedimiento considera cualquier forma de superficie de falla y supone que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas varía de acuerdo con una función arbitraria. Además, este método satisface un equilibrio total tanto de fuerzas como de momentos (Suarez, 2009).

Figura 25

Fuerzas actuantes sobre dovelas en el método de Morgenstern - Price

$$\theta = \lambda_f(x)$$



Nota. Adaptado de Alva (1994).

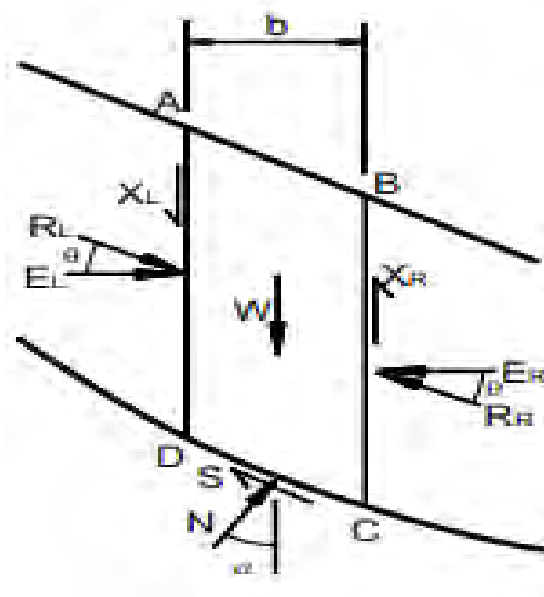
I. Método de Spencer

El método asume que la inclinación de las fuerzas laterales es uniforme en todas las dovelas. Este procedimiento satisface el equilibrio completo tanto de fuerzas como de momentos y plantea dos ecuaciones de equilibrio para cada uno, con el fin de calcular los factores de seguridad y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas que son las incógnitas de dichas ecuaciones (Suarez, 2009).

Este método se destaca por su alta precisión y su capacidad para adaptarse a diversos tipos de geometrías de talud y perfiles de suelo. Según Duncan y Wright (2005), se considera el procedimiento de equilibrio más completo y sencillo para el cálculo del factor de seguridad.

Figura 26

Fuerzas actuantes sobre dovelas en el método



Nota. Adaptado de Suarez (2009).

1.9 Métodos de estabilización de taludes

1.9.1 Excavación

1.9.1.1 Remoción de tierra de la cabeza de un deslizamiento. Este método reduce la fuerza motriz y mejora la estabilidad del terreno. Es adecuado para realizar cortes en suelos profundos donde pueden producirse derrumbes de rotación. No se recomienda para las fallas de traslación, pendientes prolongadas, uniformes o planas, ni para deslizamientos de tierra en movimiento (Highland y Bobrowsky, 2008).

1.9.1.2. Reducción de la altura de la pendiente. Reducir la altura de un talud puede disminuir la fuerza impulsora en el plano de falla al reducir el peso de la masa de suelo. Es importante tener en cuenta que este enfoque tiene una eficacia moderada para mejorar la estabilidad, y en algunos casos puede ser necesario realizar modificaciones adicionales en el terreno para alcanzar una solución completa. Por lo general, solo aumenta el factor de seguridad en un 10 o 15%.

1.9.1.3. Bancos. Son escalones excavados en terrenos profundos o rocosos para reducir las fuerzas motrices que actúan sobre ellos. Los bancos son útiles para instalación de sistemas de protección contra caída de rocas, para el control del drenaje de la superficie, o para proporcionar un área de trabajo para el mantenimiento de la vía.

1.9.1.4. Aplanamiento o reducción del ángulo de inclinación u otra modificación de la pendiente. Esto reduce la carga del material y la probabilidad de erosión en los cauces fluviales y en las zonas de construcción.

1.9.2 Fortalecimiento de laderas

1.9.2.1 Refuerzo de malla de plástico. Esta aplicación presenta alta resistencia a la tensión y añade resistencia al corte del suelo, además de mejorar el drenaje. Al aumentar la capacidad portante del subsuelo, se reduce el contenido de lastre necesario sobre terrenos blandos (Highland y Bobrowsky, 2008).

1.9.2.2 Contrafuertes con relleno de roca. Este método consiste en incrementar el peso del material en la base, de manera que se crea una fuerza contraria que resiste a la falla. Además, no se produce volcamiento en la base de una pendiente. Presenta mayor resistencia de fricción de las fuerzas de cizalla y reduce el problema de obstaculizar el flujo de agua subterránea.

1.9.2.3 Revestimientos de canales de corrientes. Al emplear revestimientos con refuerzo de fibras de acero, es posible reducir la aparición y el caudal de las corrientes de escombros, así como resistir la abrasión y permitir la incorporación de rocas salientes en el concreto para disipar la energía de la corriente de agua. Para obtener mejores resultados, se recomienda aplicar revestimientos en toda la longitud de un canal inestable.

1.9.2.4 Presas de contención. Este tipo de fortalecimiento se coloca en los canales de barrancos para estabilizar el lecho de estos, reducir el gradiente del canal superior para prevenir la formación de fallas, y también sirve como almacenamiento de sedimentos transportados por la corriente de escombros cuando se instalan en la parte inferior del canal. Asimismo, proporcionan apoyo en la base de la ladera del barranco.

1.9.3 Técnicas de drenaje

La implementación de estas técnicas resulta ser importante porque contribuyen a incrementar la estabilidad de los suelos y a reducir la carga de la masa en deslizamiento. El drenaje puede llevarse a cabo de manera superficial para prevenir la erosión en la superficie y evitar la infiltración de agua en el suelo, o de manera subterránea (Highland y Bobrowsky, 2008). Las diversas modalidades de drenaje son:

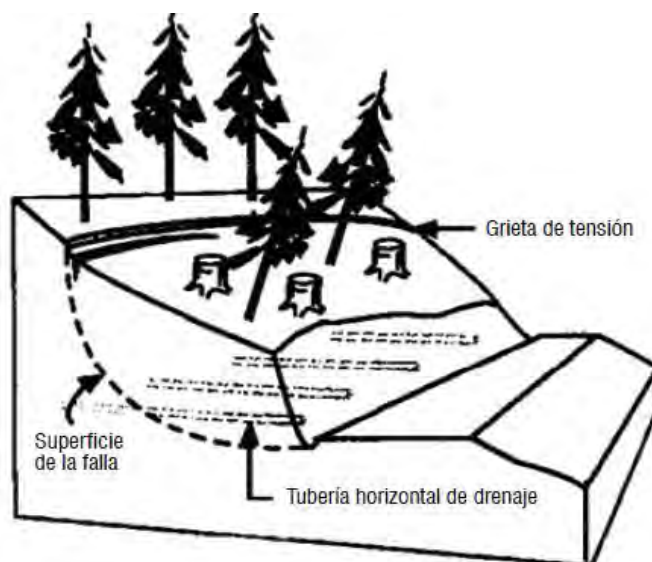
1.9.3.1. Nivelación del sitio. Para evitar la acumulación de agua estancada o la conexión entre el agua de la superficie y el agua subterránea, es necesario nivelar el sitio. Para alcanzar este objetivo, es esencial realizar el relleno y sellado de las grietas de mayor tamaño que se encuentren en la superficie del suelo. Esto permitirá obtener una superficie uniforme y evitará que el agua proveniente de la superficie llegue al plano de falla (Highland y Bobrowsky, 2008).

1.9.3.2. Zanjas y desagües. Para controlar la acumulación de agua en la zona inestable, se utiliza un sistema de zanjas de corte que atraviesan la parte frontal del deslizamiento. Este sistema permite el drenaje superficial y el drenaje lateral, dirigiendo el escurrimiento alrededor del deslizamiento. Con el fin de asegurar un flujo rápido y alejado del área inestable, se recomienda que el gradiente de la zanja sea mayor o igual al 2%.

1.9.3.3. Tuberías de drenaje. Son dispositivos horizontales que se utilizan para prevenir deslizamientos en la construcción de carreteras. Para que sean eficaces, deben instalarse durante la excavación inicial, colocándose de manera que atraviesen la superficie de la falla y drenen directamente al suelo.

Figura 27

Esquema de tuberías de drenaje



Nota. Adaptado de Highland y Bobrowsky (2008).

1.9.4 Estabilización de pendientes mediante el uso de vegetación

La vegetación actúa como una cubierta protectora entre el suelo y la atmósfera. Al disminuir la velocidad del agua, la vegetación reduce la erosión y atrapa los sedimentos que se generan. Además, el uso de vegetación para estabilizar taludes proporciona una mayor protección del suelo, disminuye la escorrentía y favorece la infiltración. Los sistemas de raíces de la vegetación contribuyen a incrementar la resistencia mecánica del suelo (Morgan, 2005).

1.9.5 Muros

1.9.5.1. Muros de contención. Son estructuras diseñadas para añadir estabilidad al terreno natural y resistir deslizamientos. Es indispensable contar con un drenaje adecuado en toda la estructura para evitar fallas causadas por presión de aguas subterráneas (Highland y Bobrowsky, 2008).

1.9.5.2. Muro de cajón de acero. Este es un mecanismo construido con material de acero galvanizado corrugado, que se rellena con tierra para obtener estabilidad. El peso propio del muro y el peso del suelo adyacente les otorgan resistencia a los deslizamientos. Además, para aumentar su resistencia, se recomienda que la base del muro se encuentre a una profundidad de 0.5 a 1.0m bajo el nivel del suelo.

Figura 28

Esquema de un muro de cajón de acero



Nota. Adaptado de Highland y Bobrowsky (2008).

1.9.5.3. Muro de tierra reforzado. Este sistema se considera compuesto, ya que está formado capas horizontales de tiras de metal flexibles de alta resistencia y tierra. Se utiliza para la construcción de rellenos con pendientes elevadas o verticales.

Figura 29

Esquema de muro de tierra reforzado



Nota. Adaptado de Highland y Bobrowsky (2008).

1.9.5.4. Muro de gaviones. Son estructuras en forma de contenedores de malla de alambre, que se llenan con piedras de 10 a 20 cm de diámetro. Debido a esto, son muy permeables y proporcionan un buen drenaje. Además, gracias a su flexibilidad, son capaces de soportar el movimiento de los cimientos.

Figura 30

Esquema de muro de gaviones a lo largo de una carretera



Nota. Adaptado de Highland y Bobrowsky (2008).

1.9.6 Pilotes

Cuando se colocan múltiples pilotes de diámetro considerable dispuestos de forma contigua en la base de una pendiente, se forma lo que se conoce como pantalla de pilotes. Este sistema se utiliza como retención previa a una excavación y es capaz de proporcionar suficiente resistencia a la rotura ante movimientos de rocas. Las pantallas de pilotes de concreto y alcantarilla son adecuadas para este propósito (Highland y Bobrowsky, 2008).

Capítulo 2

Información del proyecto

2.1 Localización

El proyecto de la Carretera Puente Cumbil se encuentra en la Región Cajamarca y pertenece a la Ruta PE-06B de la red vial nacional. El tramo inicia en el Puente Cumbil, distrito de Catache, provincia de Santa Cruz y termina en el poblado de Santa Cruz de Succhabamba, distrito de Santa Cruz. La longitud total es de 98.32 km (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).

Se ha escogido este proyecto como parte de nuestro trabajo profesional debido a que el estudio efectuado en la carretera en cuestión por Ingenia Asociados S.R.L. nos proporciona acceso a información crucial sobre la geología y geotecnia del trayecto, incluyendo el programa de exploración geotécnica, ensayos de laboratorio, riesgo sísmico, entre otros.

Figura 31

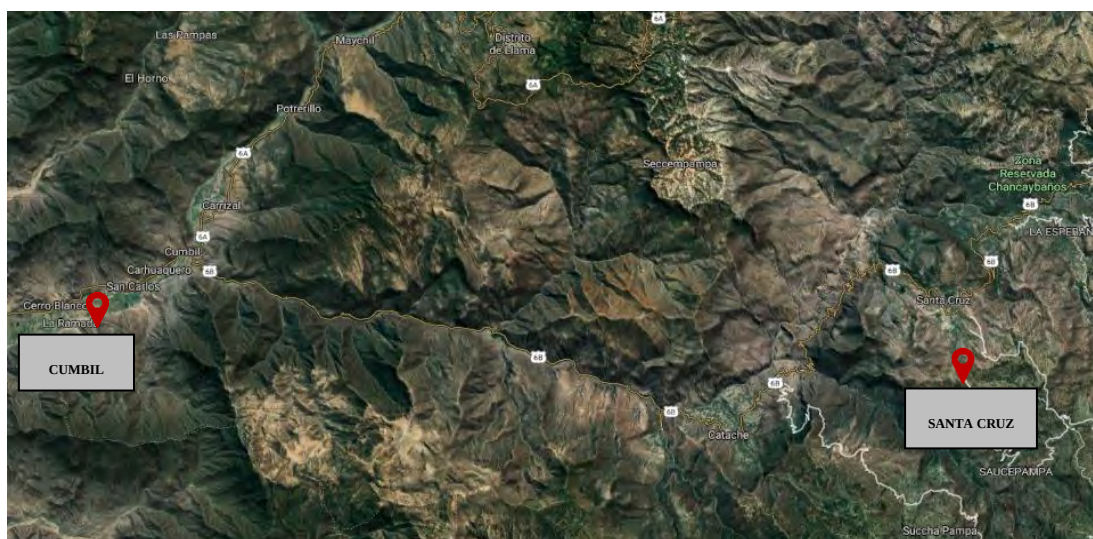
Mapa del departamento de Cajamarca



Nota. Adaptado de Araujo et al. (2020).

Figura 32

Tramo en estudio que inicia en el Puente Cumbil y finaliza en el poblado de Santa Cruz



Nota. Adaptado de Google Earth (2021).

Tabla 4

Coordenadas del proyecto

Puntos	Progresiva (km)	Este (m)	Norte (m)	Elevación
Inicio del Proyecto	0+000	693714	9269992	380
Fin del proyecto	98+320	746214	9275720	2048

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

2.2 Condiciones climáticas

Existe dos tipos de climas según la altitud en la que se encuentran. Uno es característico de los valles costeros de entre 650 y 980 msnm, y corresponde al bosque seco noroccidental. La temperatura oscila entre los 18 °C y 24 °C y se extiende desde el km 0+000 hasta 26+000. El otro tipo de clima es característico de los valles interandinos comprendidos entre los 1000 y 2600 msnm. En este clima predomina una temperatura templada y húmeda, con ocurrencias de lluvias que permiten el desarrollo de vegetación. La temperatura media anual en zonas intermedias (entre 2200 y 2800 msnm) es de 13.7°C.

Las continuas lluvias, sobre todo en la estación de invierno, inunda el área de influencia de la carretera, alterando las rocas y propiciando la inestabilidad de los taludes. Además, en los meses de septiembre a abril, aparecen precipitaciones torrenciales que acarrearán pérdidas de suelos en las zonas de gran pendiente y desprotegidas del manto vegetal (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).

2.3 Antecedentes del proyecto

En el año 2018 se realizó el estudio de factibilidad del proyecto “Rehabilitación y Construcción de la Carretera Puente Cumbil – Santa Cruz de Succhabamba – Chancay Baños Emp. Ruta PE-3N (Túnel Chotano)”, el cual fue efectuado por Ingenia Asociados S.R.L. y aprobado el 17 de julio de 2018, obteniéndose la declaración de viabilidad MTC (2019).

En el año 2020 se inició el estudio definitivo del proyecto, el cual tuvo como plan culminarse en el año 2021 (MTC, 2020).

En el estudio de factibilidad elaborado por Ingenia Asociados S.R.L. se realizó el estudio de geología y geotecnia, el cual contempló los siguientes alcances:

- Ejecución de investigaciones geotécnicas directas e indirectas.
- Evaluación de las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno de fundación de la carretera y los fenómenos geodinámicos en la zona de estudio.
- Reconocimiento de los sectores afectados por los fenómenos de geodinámica externa e interna en la zona de influencia.
- Evaluar las condiciones de cimentación de los puentes, pontones y obras de arte.
- Determinación del riesgo sísmico.

2.4 Descripción del problema

Según Provias Nacional, dentro de las políticas del Sector Transporte se contempla potenciar y ampliar los efectos positivos asociados con la mejora de la transitabilidad en las vías de transporte. Siendo el objetivo principal, mejorar y conseguir niveles adecuados de transitabilidad en los tres tipos de redes viales: nacionales, departamentales y vecinales, se elaboró el estudio del proyecto: “Rehabilitación y Construcción de la Carretera Puente El Cumbil Santa Cruz de Succhabamba – Chancay Baños – Emp. Ruta PE-3N (Túnel Chotano)”. Actualmente, la carretera en mención, la cual se emplaza sobre una topografía accidentada, presenta en gran parte de su recorrido problemas de transitabilidad por el estado del pavimento, presencia de deslizamientos y derrumbes, lo que genera problemas de operación vehicular y accidentabilidad (El Peruano, 2018b). La carretera se ve constantemente interrumpida por acción de huaicos, fuertes lluvias que afectan a la población y bloquean el transporte de alimentos que se producen en la región (Prensa Congreso, 2019).

Figura 33

Tramo en estudio que inicia en el Puente Cumbil y finaliza en el poblado de Santa Cruz



Nota. Adaptado de Andina (2008).

Con el propósito de identificar soluciones a los problemas geotécnicos recurrentes en la vía, se llevó a cabo un estudio geológico y geotécnico como parte del estudio de factibilidad. Los objetivos principales fueron:

- Definir los fenómenos geodinámicos externos que actúan en la zona de evaluación con el fin de proponer soluciones, con base en criterios geológicos (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).
- Analizar las propiedades geológicas y geotécnicas de los suelos y rocas mediante visitas de campo y prospecciones geotécnicas.
- Evaluar la necesidad de proyectar estructuras de contención.
- Realizar estabilidad de taludes y proponer soluciones, de ser necesario.

2.5 Estudio de peligro sísmico

Dentro de la especialidad de geología y geotecnia del estudio de factibilidad, se realizó un estudio de peligro sísmico. El estudio de peligro sísmico corresponde a la probabilidad de que ocurra un sismo de determinada magnitud que genere en un punto específico una aceleración igual o mayor a un valor determinado para cada periodo de retorno (IGP, 2014).

El peligro sísmico se determinó para los puntos de inicio y fin del proyecto, cuyos resultados se describen a continuación:

Tabla 5

Resultados de estudio sísmico para coordenadas Puente Cumbil (Inicio de proyecto)

Aceleración Según Periodo de Retorno						
Inicio: Puente Cumbil Coordenadas (-79.25,-6.60)						
Periodo de retorno (años)	50	100	200	400	475	1000
Intensidad	5.24	5.41	5.58	5.75	5.80	5.99
Aceleración máxima (g)	0.192	0.228	0.27	0.321	0.336	0.408

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

Tabla 6

Resultados de estudio sísmico para coordenadas Túnel Chotano (Fin de proyecto)

Aceleración Según Periodo de Retorno						
Fin: Túnel Chotano Coordenadas (-78.77,-6.55)						
Periodo de retorno (años)	50	100	200	400	475	1000
Intensidad	5.18	5.34	5.50	5.66	5.70	5.88
Aceleración máxima (g)	0.181	0.212	0.249	0.293	0.305	0.365

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

La aceleración que se utiliza para análisis de estabilidad de taludes es la que corresponde al 10% de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición o vida útil, es decir, la aceleración correspondiente a un periodo de retorno de 475 años según la norma CE.020 (El Peruano, 2012).

Para el diseño de muros y taludes por métodos pseudoestáticos, el cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos recomienda el uso de coeficientes que corresponden a 1/2 de la aceleración horizontal máxima de diseño (PGA) (Hynes-Griffin y Franklin, 1984)

2.6 Sectores críticos

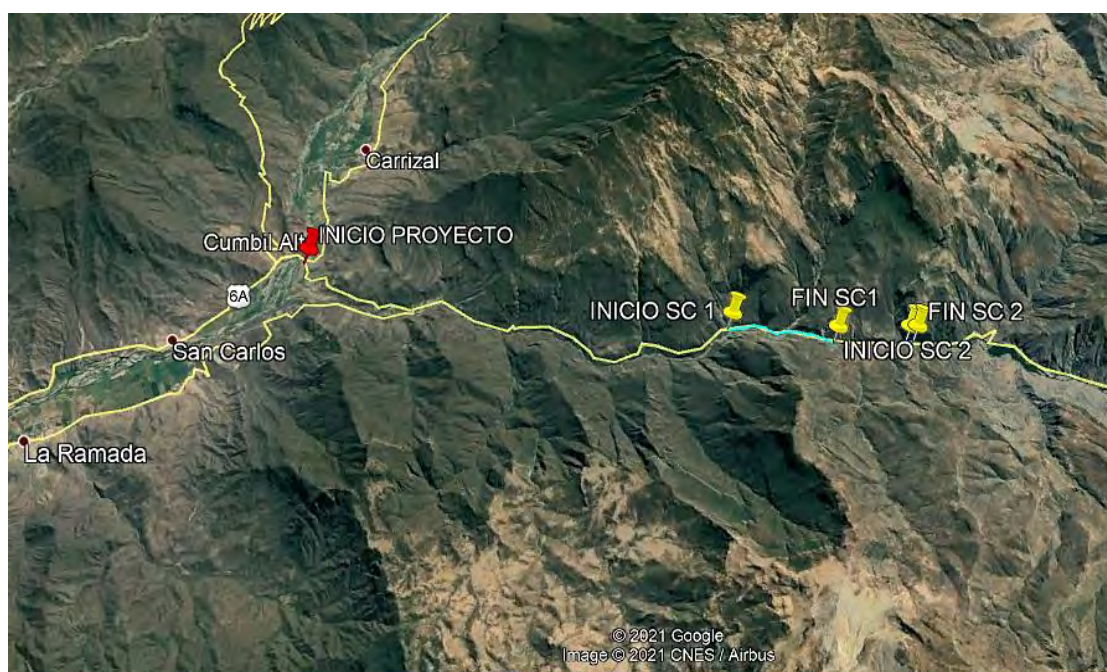
Según el Glosario de términos del MTC, un sector crítico es un tramo de la vía que se ve afectado por eventos naturales imprevisibles, fenómenos geodinámicos externos que afectan la transitabilidad de la vía (MTC, 2018a).

A lo largo del tramo, se presentan distintos movimientos en masa, tales como deslizamientos, caídas de bloques sueltos, reptación de suelos y asentamientos. También es frecuente la erosión de laderas, erosión de riberas, erosión de taludes de corte y relleno del proyecto.

Según el estudio de geología y geotecnia elaborado por Ingenia Asociados S.R.L., se identificaron un total de 10 sectores críticos en los 98.32 Km de carretera. Para la presente investigación, se analizaron los dos primeros sectores o zonas críticas, los cuales se ubican entre el Km 10+000 y Km 20+000. Es importante aclarar que, aunque se identificaron un total de 3 sectores críticos, solo se realizaron investigaciones geotécnicas en dos de ellos, siendo estos los que se analizarán en detalle (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).

Figura 34

Ubicación de los sectores críticos 1 y 2



Nota. Adaptado de Google Earth (2022).

2.6.1 Sector crítico 1: km 10+325 – km 12+550 (Progresivas de campo km 10+380 – km 13+060)

El sector crítico 1 presenta deslizamientos de suelo tanto en el talud superior como talud inferior. Los movimientos en masas del talud superior ocurren principalmente en los depósitos coluviales y aluviales y son generados por acción de las lluvias. Los deslizamientos del talud inferior se deben a la erosión de pie de talud causado por el incremento del caudal del río Chancay. Entre el km 11+660 al km 13+080 se ha evidenciado presencia de aguas subterráneas. No existen obras de protección en el sector (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).

Figura 35

Deslizamientos de suelo y fragmentos de roca en el sector crítico 1



Nota. Adaptado de Google Earth (2022).

Figura 36

Deslizamiento de suelo y bloques en sector crítico 1



Nota. Adaptado de Google Earth (2022).

2.6.2 Sector crítico 2: km 14+095 – km 14+210 (Progresivas de campo km 14+640 – km 14+750)

Se presenta deslizamiento de material de relleno en talud inferior causado por erosión en riberas del río Chancay. El material de relleno no se encuentra compactado (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).

Figura 37*Erosión del talud inferior recurrente en el sector crítico 2*

Nota. Adaptado de Google Earth (2022).

2.7 Geología

La zona de proyecto presenta características geológicas particulares que a causa de procesos orogénicos ocurridos en la región se observan etapas de depósito, meteorización y periodos erosivos.

El relieve que se presenta a lo largo de todo el tramo es ondulado, a excepción de algunos sectores que presentan topografía agreste, donde se emplazan depósitos recientes aluvial y residual sobre afloramientos de macizos ígneos y sedimentarios, localizados en las exploraciones efectuadas a profundidades de 2.50m (Ingenia Asociados S.R.L., 2017a).

El estudio geológico y geotécnico del expediente de factibilidad elaborado por Ingenia Asociados S.R.L. menciona la presencia de diferentes tipos de rocas, tanto sedimentarias como ígneas y metamórficas, así como depósitos recientes de la era cuaternaria.

2.7.1 Depósitos coluviales (Q-co)

Los suelos en la zona son el resultado del desprendimiento de suelos y rocas meteorizadas de los macizos rocosos circundantes. Están compuestos principalmente por fragmentos angulosos y se encuentran en pendientes inclinadas y abruptas a lo largo de la carretera.

Figura 38

Tramo en estudio que inicia en el Puente Cumbil y finaliza en el poblado de Santa Cruz



Nota. Adaptado de Ayala (2020).

2.7.2 Depósitos residuales (Q-re)

Estos suelos residuales se originan a partir de la meteorización de rocas que se desintegran debido a la acción de agentes externos. Cubren las rocas volcánicas y sedimentarias de las que provienen y su espesor varía entre 0.50m y 3m de profundidad.

Figura 39

Vista de los depósitos residuales, reportada en el área de emplazamiento de la carretera en estudio



Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

2.7.3 Depósitos fluviales (Q-fl)

Estos suelos son formados por la acción de transporte de los ríos, los cuales arrastran clastos subredondeados a redondeados de grava, arena y limo que conforman una matriz en forma de terraza. Estos depósitos fluviales tienen un espesor de 10 a 15m.

Figura 40

Vista de los depósitos fluvial en el área de emplazamiento de la carretera en estudio



Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

2.7.4 Depósitos aluviales (Q-al)

Estos suelos son producidos por la acción del agua a través de cauces definidos, y mayormente están formados por material fino con fragmentos de roca y gravas subredondeadas. Se ubican en zonas de quebradas y cauces, y su espesor varía entre 0.5 a 20m.

Figura 41

Imagen referencial de un depósito aluvial



Nota. Adaptado de Ayala (2020).

2.8 Caracterización del suelo

Además de la identificación de los tipos de rocas y depósitos de suelos presentes en el área de estudio (descritos en el apartado 2.7) es necesario ubicar estos materiales a lo largo del recorrido de la carretera.

Por este motivo, se elaboró la tabla de clasificación de materiales, la cual permite identificar el tipo de material o litología y su ubicación por progresivas del proyecto. La tabla de clasificación sirve como insumo para la modelación del terreno y debe ser contrastada con las investigaciones geotécnicas.

Tomando como base la tabla de clasificación de materiales realizada por Ingenia Asociados S.R.L, y la ubicación en progresivas de los sectores críticos, se elaboró la tabla de clasificación específica para los sectores a analizar, dicha tabla se presenta en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

2.9 Información geotécnica

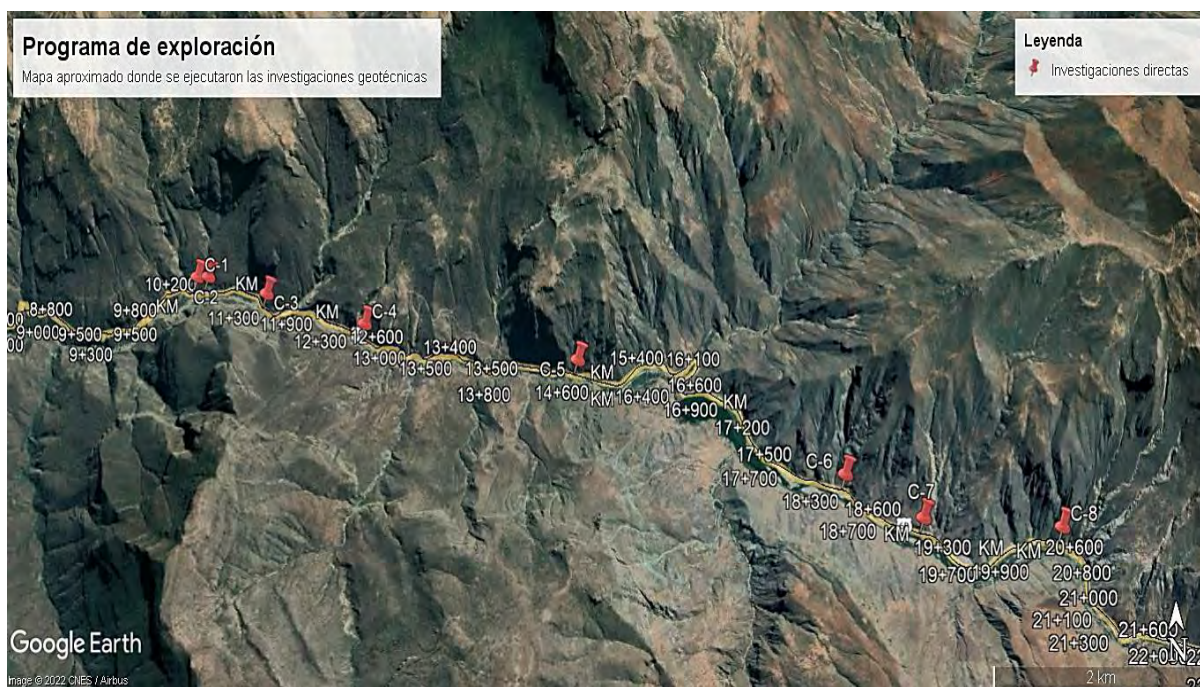
En este apartado se describirá las investigaciones geotécnicas directas realizadas en el tramo que va km 10+000 hasta el km 20+000, que incluye los sectores críticos 1 y 2. Además, se presentarán las investigaciones geotécnicas indirectas llevadas a cabo en estos sectores como objeto de estudio.

2.9.1 Investigaciones directas

2.9.1.1. Programa de exploración geotécnica. Se propone el análisis de los taludes representativos de la zona, considerando tanto los taludes en suelos como en rocas. Para ello, se realizaron calicatas y trincheras en cada sector. En la Figura 42 se muestra el mapa aproximado de sondeos donde se ejecutó el programa de exploración.

Figura 42

Mapa de calicatas ejecutadas en el programa de exploración



Nota. Adaptado de Google Earth (2022).

2.9.1.2. Resultados de investigación directa. La finalidad del programa de exploración es obtener los parámetros geotécnicos del diseño de la geometría de corte y relleno de los taludes representativos de la carretera. La Tabla 7 contempla las calicatas y trincheras realizadas.

Tabla 7

Resumen de investigaciones directas ejecutadas entre km 10+000 al 20+000

Investigación Directa	Progresiva (km)
C-1	10+400
C-2	10+500
C-3	11+200
C-4	12+340
C-5	14+680
C-6	18+205
C-7	18+975
C-8	20+400

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

2.9.2 Ensayos de laboratorio

A las muestras obtenidas de las investigaciones directas se les sometieron a ensayos de análisis granulométrico de suelos por tamizado, clasificación SUCS y ensayos de corte directo en suelos. La Tabla 8 muestra los resultados de los ensayos realizados.

Tabla 8

Resumen de ensayos de laboratorio realizados entre el km 10+000 al 20+000

Investigación	Progresiva (km)	Clasificación SUCS	Peso Unitario Compactado	Cohesión (°)	Fricción (°)
C-1	10+400	GM	14.22	-	-
C-2	10+500	GM	13.41	-	-
C-3	11+200	CL	14.37	11.3	20.6
C-4	12+340	GM	13.77	-	-
C-5	14+680	ML	12.43	-	-
C-6	18+205	GM	15.7	-	-
C-7	18+975	GM	15.33	-	-
C-8	20+400	CL	16.22	7.6	30.7

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

Con la finalidad de complementar los ensayos presentados en la tabla anterior, se presentan los ensayos de laboratorio efectuados para la fase de estudio definitivo del proyecto (Tabla 9).

Tabla 9

Ensayos de laboratorio realizados entre km 10+000 al 20+000 en el Estudio definitivo

Investigación Directa	Progresiva	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Peso Unitario Compactado	Cohesión (°)	Fricción (°)
CG-01	km 11+030	3.80	SM	1.72	0.0	32.3
CG-02	km 11+110	3.10	GW	1.85	0.0	34.8
CG-03	km 11+470	3.30	GC	-	0.07	33.3
CG-04	km 11+770	3.40	GC	-	0.08	33.0
CG-05	km 11+860	2.90	GC	-	0.1	32.8
CG-06	km 11+960	3.40	GP - GC	-	0.0	33.9
CG-07	km 12+140	3.50	GC	-	0.13	33.5
CG-08	km 13+280	3.20	GC	-	0.12	32.7
CG-09	km 13+945	2.80	GC	-	0.11	33.6

Investigación Directa	Progresiva	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Peso Unitario Compactado	Cohesión (°)	Fricción (°)
CG-10	km 14+120	3.20	SC	-	0.10	32.5

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

2.9.3 Prospección geofísica

Como parte del programa de investigaciones geofísicas, se realizaron líneas de refracción sísmica en los tramos correspondientes a los sectores críticos y los puentes. En el Anexo A.1 y A.2 se presentan los resultados obtenidos de la refracción sísmica en el sector crítico 1, que se ubica entre el km 10+325 y el km 12+550 (progresivas de campo km 10+380 - km 13+060), y en el sector crítico 2, situado entre el km 14+095 y el km 14+210 (progresivas de campo km 14+640 – km 14+750). Además, en el Anexo A.3 se muestra la ejecución de las líneas sísmicas.



Capítulo 3

Modelación y análisis de estabilidad

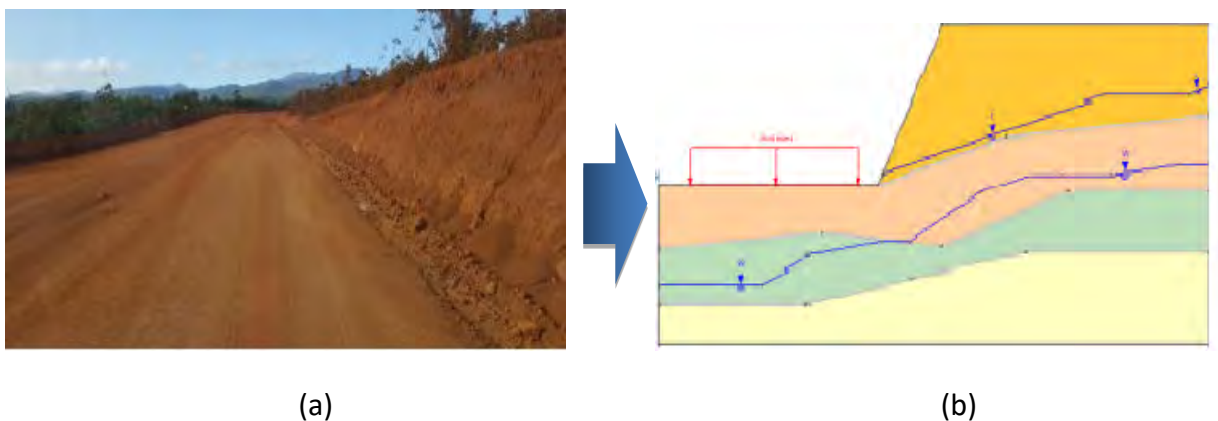
3.1 Definición de propiedades

Para el desarrollo de un buen análisis se deben determinar con la mayor precisión posible las propiedades del talud a modelar. También es importante identificar los mecanismos de falla que intervienen en el deslizamiento, el cual debe ser congruente con la falla que presente el modelo; para ello, la experiencia de campo es crucial puesto que mejora nuestra comprensión general sobre los tipos de falla y mecanismos actuantes (Escobar y Duque-Escobar, 2020). Las propiedades requeridas para realizar el análisis de estabilidad son:

- Estratificación
- Parámetros geotécnicos de suelos y rocas
- Geometría del talud
- Cargas externas
- Nivel freático

Figura 43

(a) Talud del yacimiento lateríticos de Moa - Cuba, (b) Modelación del talud en el software Slide V 6.0



Nota. Adaptado de Medina y Cartaya (2018).

Toda la información debe obtenerse de los estudios de topografía, geología, realización de ensayos. Las cargas externas pueden provenir del tráfico o de la presencia de edificaciones, muros de contención y sismos. Para definir el nivel freático, es importante determinar los niveles que puede alcanzar el agua como consecuencia de las lluvias. Se recomienda analizar la estabilidad bajo condiciones de nivel freático resultante de lluvias con un periodo de retorno de 10 años o para las peores condiciones esperadas (Escobar y Duque-Escobar, 2020).

Al ser el suelo un material tan complejo en su estructura, los métodos de equilibrio límite necesitan de soluciones idealizadas. Las principales dificultades de la modelación son la

presencia de suelos heterogéneos y la definición de condiciones de borde. Las simplificaciones para la modelación descritas por Escobar y Duque-Escobar, 2020 son:

- Se utiliza una sección típica representativa para el análisis del sector en estudio y se asume que no hay esfuerzos de corte actuando en dirección normal a la sección, siendo un modelo bidimensional de esfuerzos.
- Se asume que la sección promedio está formada por suelos uniformes, cada uno con propiedad constante. Se identificaron tres estratos a partir de la refracción sísmica, cada uno de los cuales se han considerado con propiedades uniformes.
- Se asume en la mayoría de los casos un modelo de rotura Mohr-Coulomb para cada tipo de suelo. En el caso de roca se utilizará el modelo de rotura de Hoek-Brown.
- Se asume que las condiciones de flujo de agua y las presiones son conocidas. Es preferible utilizar los datos hidrológicos del estudio para estimar el nivel freático.

Además de las simplificaciones expuestas anteriormente, se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones al analizar los sectores críticos:

- El sector crítico 1, al ser de considerable extensión (2.225 km), se estudiarán puntualmente los 2 tramos donde se realizó refracción sísmica km 10+432 y km 10+588 y km 11+738 – km 11+845. Estos dos tramos investigados representan las zonas más vulnerables a deslizamientos dentro del mismo sector crítico.
- El sector crítico 2 se estudiará en toda su longitud.

Es de suma importancia tener presente las divergencias existentes entre la realidad, que suele ser más compleja, y el modelo teórico simplificado, sobre todo al momento de analizar e interpretar los resultados.

Tabla 10

Líneas de refracción sísmica realizadas en los sectores críticos 1 y 2

Sector crítico	Investigaciones indirectas (líneas de refracción sísmica)		
	Cantidad	Investigación	Progresiva (km)
Sector crítico 1 km (10+325 – 12+550)	3	LS-1, LS-2, LS3	10+432 – 10+588
	3	LS-1, LS-2, LS3	11+738 – 11+845
Sector crítico 2 km (14+095 – 14+210)	2	LS-1, LS-2	13+968 – 14+072

3.1.1 Clasificación de estratos

Según la refracción sísmica, en todas líneas efectuadas se obtuvieron tres estratos. Con ello, se definieron los cuadros de resultados y perfiles sísmicos mostrados en los Anexos A.1 y

A.2. Debido a que no se realizó MASW, es decir, no se tienen velocidades de ondas de corte, solamente se tienen velocidades de ondas primarias (V_p) en cada estrato, se define el tipo de material utilizando la Tabla 11 de clasificación CNA (1993) y la ASTM-D5777. Esta última guía fue utilizada por el Instituto Geofísico de Perú para el estudio geofísico de los acantilados de la Costa Verde.

CNA (1993) hace referencia al Manual de Diseño de Agua Potable y Alcantarillado de la Comisión Nacional del Agua de México y ASTM-D5777 es la Guía estándar para el uso del método de refracción sísmica para el subsuelo de la *American Society for Testing and Materials* (ASTM).

Tabla 11

Clasificación de perfiles de suelo según CNA (1993) y ASTM - D5777

CNA 1993		ASTM-D5777	
Velocidad V_p (m/s)	Descripción	Velocidad V_p (m/s)	Descripción
170-450	Suelos arenosos	240-610	Suelo intemperizado
300-650	Suelos con finos	460-915	Grava o arena seca
500-900	Suelos gruesos	1830-1220	Arena saturada
800-1,400	Depósitos de Talud	910-2750	Arcilla saturada
1,450-1,550	Materiales saturados	1430-1665	Agua
1,400-2,000	Roca blanda	1460-1525	Agua de mar
1,800-2,500	Roca muy fracturada	1830-3960	Arenisca
2,000-3,000	Roca fracturada	2750-4270	Esquisto, arcilla esquistosa
3,000-5,000	Roca intacta	1830-3960	Tiza
4,500-6,500	Granito sano	2134-6100	Caliza
6,000-7,500	Rocas Metamórficas	4575-5800	Granita
5,500-8,000	Caliza intacta	3050-7000	Roca metamórfica

Nota. Adaptado de Bernal y Tavera (2020).

Para cada estrato se utiliza el rango de velocidad de ondas P (velocidad mínima y velocidad máxima) para identificar el tipo de material (suelo o roca) correspondiente, según CNA y ASTM.

En la Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14 se muestra la clasificación de cada estrato para cada tramo en estudio según CNA (1993) y ASTM – D5777. Se observa que los tipos de materiales coinciden o son similares según ambas clasificaciones, a excepción del estrato número 3 del sector crítico 2, donde según CNA corresponde a roca blanda y según ASTM a arcilla saturada.

Como la línea sísmica se realizó en las progresivas km 13+968– km 14+072 y la tabla de clasificación de materiales indica la presencia de roca fija en un 20% para estas progresivas, se decide considerar el estrato como roca blanda, adoptando la clasificación CNA-1993.



Tabla 12

Clasificación de estratos, sector crítico km 10+325 – km 12+550, Tramo de análisis km 10+432 – km 10+588

Progresiva (km)		Clasificación de materiales (%)			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas						
Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Cantidad	Investigación	Progresiva	Estratos	Rango de velocidad Onda P (m/s)	Clasificación CNA 1993	Clasificación ASTM – D5777
10+325	10+410	55	30	15	Depósito aluvional sobre roca volcánica							
10+410	10+510	80	20	0	Depósito aluvional	3	LS-1, LS-2, LS-3	Km 10+432 – km 10+588	1	300-391	Suelos con finos	Suelo intemperizado
10+510	10+610	70	40	20	Depósito aluvional sobre roca volcánica				2	623-750	Suelos gruesos	Grava o arena seca
									3	1679-1924	Roca blanda	Arenisca/Tiza
10+610	10+705	70	20	10	Depósito aluvional sobre roca volcánica							
10+705	10+800	40	40	20								
10+800	10+910	80	10	10								
10+910	11+010	70	20	10								
11+010	11+110	85	10	5								
11+110	11+210	75	15	10								
11+210	11+295	80	10	10								
11+295	11+395	70	10	20								
11+395	11+500	60	20	20	Depósito aluvional							
11+500	11+600	70	20	10								
11+600	11+700	85	10	5								

Nota: MS: material suelto, RS: Roca suelta, RF: Roca fija, LS: Línea sísmica

Tabla 13

Clasificación de estratos, sector crítico km 10+325 – km 12+550. Tramo de análisis km 11+738 – km 11+845

Progresiva (km)		Clasificación de materiales (%)			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas						
Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Cantidad	Investigación	Progresiva	Estratos	Rango de velocidad Onda P (m/s)	Clasificación CNA 1993	Clasificación ASTM – D5777
11+700	11+800	75	15	10	Depósito aluvional	3	Ls-1, LS-2, LS-3	Km 11+738 – km 11+845	1	300-345	Suelos con finos	Suelo intemperizado
									2	762-864	Suelos gruesos	Grava o arena seca
11+800	11+900	80	10	10					3	1978-2094	Roca blanda	Arenisca/Tiza
11+900	12+000	70	10	20								
12+000	12+100	60	20	20								
12+100	12+200	70	20	10								
12+200	12+300	60	20	20								
12+300	12+450	70	20	10								
12+450	12+500	60	20	20								
12+500	12+550	50	30	20								

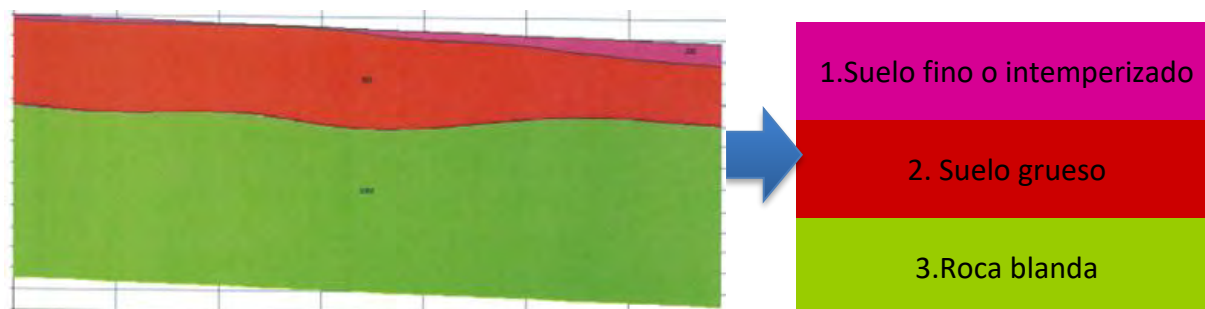
Nota: MS: Material suelto, RS: Roca suelta, RF: Roca fija, LS: Línea sísmica

Tabla 14

Clasificación de estratos, sector crítico km 14+095 – km 14+210. Tramo de análisis km 14+095 – km 14+210

Progresiva (km)		Clasificación de materiales (%)			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas						
Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Cantidad	Investigación	Progresiva	Estratos	Rango de velocidad Onda P (m/s)	Clasificación CNA 1993	Clasificación ASTM – D5777
14+095	14+100	60	20	20	Depósito aluvional	2	LS-1, LS-2	Km 13+968 – km 14+072	1	300-387	Suelos con finos	Suelo intemperizado
14+100	14+200	80	20	0					2	509-564	Suelos gruesos	Grava o arena seca
14+200	14+210	90	10	0					3	1563-1609	Roca blanda	Arcilla saturada

Nota: MS: Material suelto, RS: Roca suelta, RF: Roca fija, LS: Línea sísmica

Figura 44*Esquema resumen de clasificación de estratos*

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017b).

3.1.2 Definición de parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos de suelos se obtienen principalmente a través de ensayos como el SUCS, corte directo, ensayo triaxial. Para establecer estos parámetros, se utilizaron los ensayos presentados en la Tabla 8 y Tabla 9, de los cuales se registraron los valores correspondientes al peso unitario, cohesión y fricción de las muestras ensayadas. En situaciones donde faltaban datos, se recurrió a los parámetros típicos de los suelos indicados en el Anexo C.1. Es importante señalar que estos parámetros varían para cada uno de los tres estratos identificados, por lo que se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para el primer estrato no se cuenta con información de investigaciones, por lo que se estimaron los parámetros utilizando el Anexo C.1, considerando una mezcla de arena y grava con variedad de tamaños, teniendo en cuenta que es un estrato débil y bastante suelto (Figura 35 y Figura 36), según resultó del ensayo de la refracción sísmica.
- Para el segundo estrato se utilizaron los parámetros obtenidos de los ensayos y las calicatas, dado que estas últimas se realizaron a una profundidad promedio de 3m. Según los resultados de refracción sísmica, esta profundidad corresponde al segundo estrato registrado.
- Para el tercer estrato, correspondiente a roca (según se definió en el apartado 3.1.1), se aplicó el criterio de rotura Hoek – Brown.

Los parámetros requeridos se tomaron de los Anexos C.2 y C.3. En concreto, se determinaron los valores de resistencia a la compresión uniaxial (UCS), peso unitario (PU), parámetros “s” y “m” para el estrato de roca blanda:

- El PU obtenido para rocas blandas del Anexo C.1 es de 17 kN/m³ a 23 kN/m³ para rocas en estado saturado/seco.
- Según el Anexo C.2, se asume el valor mínimo de 5 MPa para representar la resistencia a la compresión uniaxial correspondiente a la roca blanda.

- De acuerdo con el valor perteneciente a roca andesita mostrado en el Anexo C.3, se considera que el parámetro “m” es igual a 19. Se aprecia en la tabla de clasificación de materiales en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, que este tipo de roca se encuentra en constante afloramiento a lo largo de los sectores estudiados.
- Según las clasificaciones geomecánicas, cuando $s=1$ se considera que la roca es de muy buena calidad o está intacta, mientras que cuando $s=0$ corresponde a rocas de muy mala calidad (González de Vallejo et al., 2003). Por lo tanto, con el fin de ser conservadores en la adopción de parámetros, se utiliza un valor de 0 para “s”.



Tabla 15

Parámetros geotécnicos para cada estrato, tramo de análisis km 10+432 – km 10+588

Progresiva (km)		Clasificación de materiales (%)			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas						
Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Estratos	Tipo de material	SUCS	Peso unitario	Cohesión (KPa)	Φ (°)	Observaciones
10+325	10+410	55	30	15	Depósito aluvional sobre roca volcánica							
10+410	10+510	80	20	0	Depósito aluvional	1	Suelo de cobertura		18	0	45	Determinado del Anexo C.1. Propiedades típicas del suelo
10+510	10+610	70	40	20	Depósito aluvional sobre roca volcánica	2	Grava limosa	GM	13.41	0	34	Se considera valores típicos de cohesión y Φ para grava mostrados en el Anexo C.1. Peso unitario de calicata c-2 mostrado en la Tabla 8
						3	Roca blanda	PU=23, RCS= 5MPa, m= 19, s=0				Parámetros de roca blanda Anexo C.2 y Anexo C.3.
10+610	10+705	70	20	10	Depósito aluvional sobre roca volcánica							
10+705	10+800	40	40	20								
10+800	10+910	80	10	10								
10+910	11+010	70	20	10								
11+010	11+110	85	10	5								
11+110	11+210	75	15	10								
11+210	11+295	80	10	10								
11+295	11+395	70	10	20								
11+395	11+500	60	20	20	Depósito aluvional							
11+500	11+600	70	20	10								
11+600	11+700	85	10	5								

Nota: Pu: Peso Unitario, RCS: Resistencia a la compresión simple / “m” y “s”: parámetros dependientes de tipo de roca y alteración

Tabla 16

Parámetros geotécnicos para cada estrato, tramo de análisis km 11+738 – km 11+845

Progresiva (km)		Clasificación de materiales (%)			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas						
Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Estratos	Tipo de material	SUCS	Peso Unitario	Cohesión (KPa)	Φ (°)	Observaciones
11+700	11+800	75	15	10	Depósito aluvional	1	Suelos con finos		18	0	45	Determinado del Anexo C.1. Propiedades típicas del suelo
						2	Grava Arcillosa	GC	20	8	33.3	Se considera valores de cohesión y Φ de calicata CG-03 mostrados en la Tabla 9. Peso unitario del Anexo C.1.
						3	Roca blanda	PU=23, RCS=5MPa, m=19, s=0				Parámetros de roca blanda del Anexo c.2. y Anexo C.3.
11+800	11+900	80	10	10								
11+900	12+000	70	10	20								
12+000	12+100	60	20	20								
12+100	12+200	70	20	10								
12+200	12+300	60	20	20								
12+300	12+450	70	20	10								
12+450	12+500	60	20	20								
12+500	12+550	50	30	20								

Nota: MS: Material suelto, RS: Roca suelta, RF: Roca fija, LS: Línea sísmica

Tabla 17

Parámetros geotécnicos para cada estrato, tramo de análisis km 14+095 – km 14+210

Progresiva (km)		Clasificación de materiales (%)			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas						
Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Estratos	Tipo de material	SUCS	Peso Unitario	Cohesión (KPa)	Φ (°)	Observaciones
14+095	14+100	60	20	20	Depósito aluvional	1	Suelos con finos		18	0	45	Determinado de Anexo C.1. Propiedades típicas de suelos.
14+100	14+200	80	20	0		2	Arena arcillosa	SC	17	10	32.5	Se considera valores de cohesión y Φ de calicata CG-10 mostrados de la Tabla 9 Peso Unitario del Anexo C.1.
14+200	14+210	90	10	0		3	Roca blanda	PU=23, RCS= 5MPa, m=19, s=0				Parámetros de roca blanda del Anexo C.2. y Anexo C.3.

Nota: PU: Peso Unitario, RCS: Resistencia a la compresión simple / “m” y “s”: parámetros dependientes de tipo de roca y alteración

3.1.3 Geometría de los sectores críticos

Según la simplificación expuesta por Escobar y Duque-Escobar (2020), para analizar la estabilidad de taludes, es necesario seleccionar una sección transversal o representativa del tramo o sector que se investiga. La sección transversal seleccionada debe representar la condición más desfavorable o crítica. Las secciones transversales se obtienen principalmente a través de estudios topográficos.

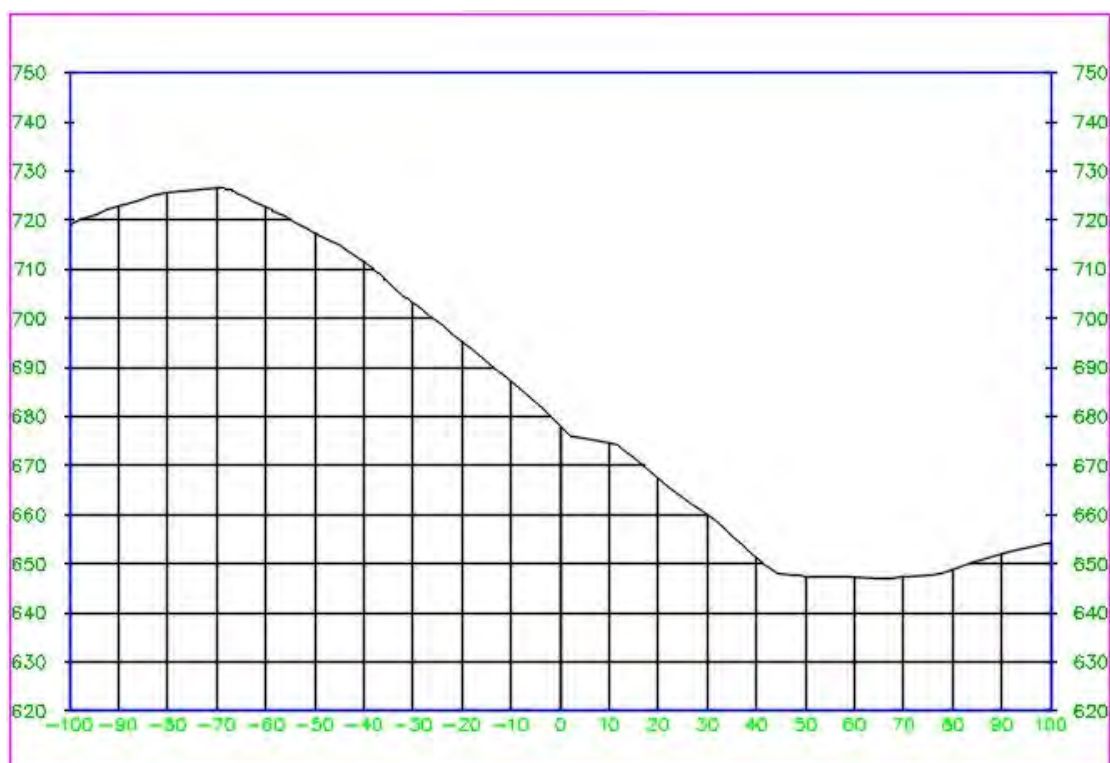
Tabla 18

Secciones representativas para cada tramo

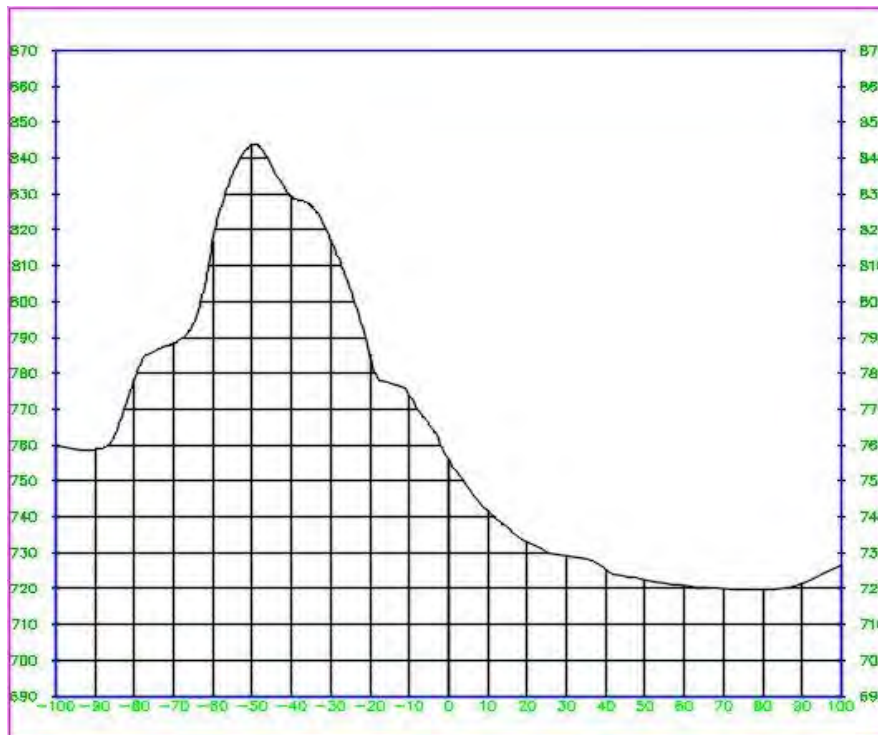
Sector Crítico	Tramo de Análisis	Sección Representativa
km (10+325- 12+550)	km 10+432 – km 10+588	Sección Transversal km 10+480
	km 11+738 – km 11+845	Sección Transversal km 11+750
km (14+095- 14+210)	km 14+095 – km 14+210	Sección Transversal km 14+040

Figura 45

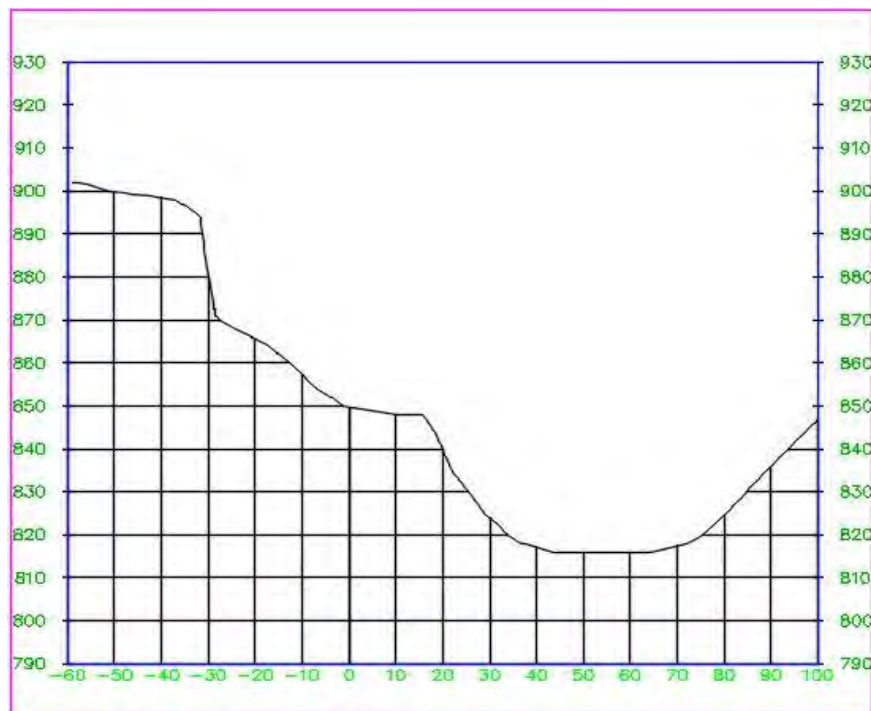
Sección transversal km 10+480



Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017b).

Figura 46*Sección transversal km 11+750*

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017b).

Figura 47*Sección transversal km 14+040*

Nota. Adaptado de Ingenia Asociados S.R.L. (2017a).

3.1.4 Cargas externas

Las cargas externas que actúan en los taludes de carretera provienen del peso de los vehículos que circulan por la vía, así como de las cargas sísmicas y, en algunos casos, del peso de edificaciones cercanas. En el proyecto en cuestión, no se han identificado edificaciones en zonas adyacentes al talud.

- La carga de tránsito generada por el peso de los vehículos se modela como una carga distribuida, y en Perú el peso bruto máximo es de 48 toneladas y con una longitud máxima de 23m, según el Reglamento Nacional de Vehículos. Con estos datos, se puede estimar una carga vehicular distribuida de aproximadamente 2.1 t/m lo que equivale a 20.6 kN/m.
- En cuanto a la carga sísmica, durante un evento sísmico se generan fuerzas sobre la estructura o talud. Para el análisis de estabilidad en Slide V.6.0, las cargas sísmicas se analizan utilizando el método Pseudoestático, según el cual se asigna un coeficiente sísmico horizontal que corresponde a la mitad de la aceleración máxima horizontal o PGA (Hynes-Griffin y Franklin, 1984). En este proyecto, la aceleración máxima horizontal (PGA) es de 0.336g, según se observa en la Tabla 5, por lo tanto el coeficiente de carga sísmica horizontal para el análisis pseudoestático es 0.168g.

3.1.5 Nivel freático

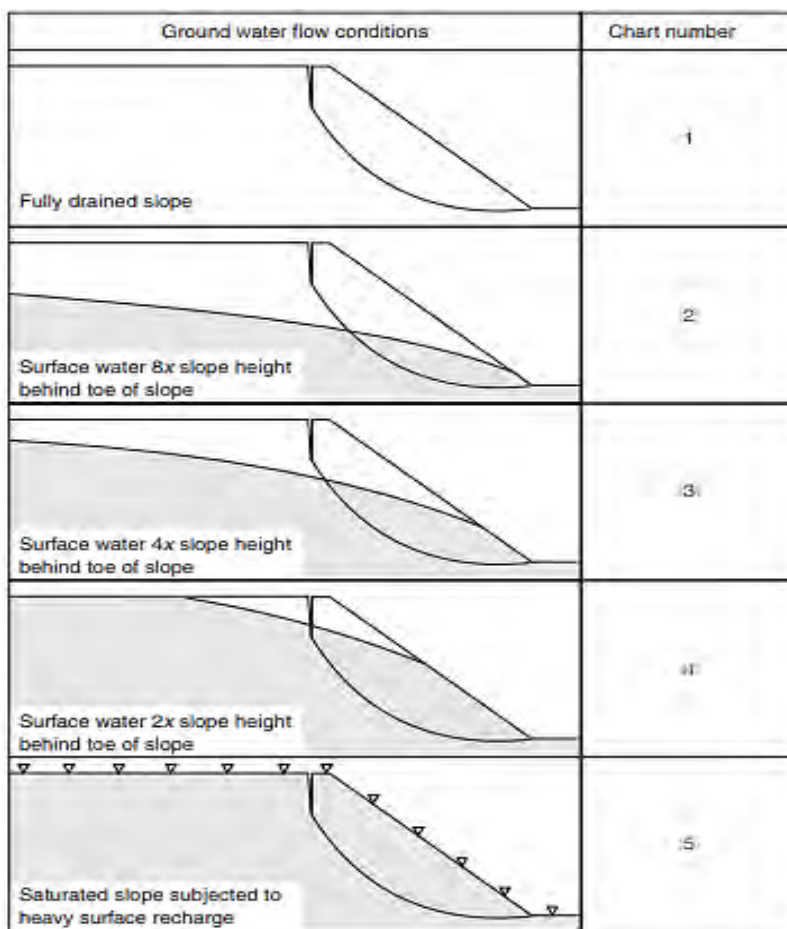
No se tiene registro ni evidencia de nivel freático en ninguna de las investigaciones geotécnicas realizadas. Sin embargo, se sabe que la zona está expuesta a lluvias y el aumento del caudal del río durante el año hidrológico. Para aproximar adecuadamente el nivel freático en la modelación, se utilizará la sugerencia expuesta por Wyllie et al., (2004) en la Figura 48, la cual presenta cinco casos para modelar el flujo de agua subterránea. En la zona de los taludes a analizar, aunque se presenten lluvias intensas, debido a la gran altura de los taludes (entre 78 y 120m), no es probable que todo el talud se sature completamente de agua. Por lo tanto, se aproximará la línea piezométrica al Caso 2 de la Figura 48.

Un problema adicional relacionado con la presencia de agua es el generado por el flujo de agua superficial o escorrentía. Esta representa la cantidad de precipitación o lluvia que discurre en la superficie del suelo o en la capa superficial. Cuanto mayor es la pendiente y más impermeable el estrato, y desprovisto de vegetación, mayor es la parte de la precipitación que se convierte en escorrentía. Una lluvia fuerte puede producir abundante escorrentía (Suarez, 1998).

Por lo tanto, es importante considerar y modelar la presencia de agua por escorrentía en la capa superficial del talud, aunque el nivel freático no alcance estos límites.

Figura 48

Modelos de flujo de agua subterránea utilizados en el análisis de fallas circulares



Nota. Adaptado de Wyllie et al. (2004).

El software Slide fue utilizado para el análisis y cuenta con dos formas de simular la presencia de agua. La primera consiste en modelar la superficie de agua o línea piezométrica, mientras que la segunda utiliza el coeficiente ru , que es un valor entre 0 y 1 que representa la presión de poro como una fracción de la presión vertical de la tierra para cada rebanada. Cada material solo puede ser tratado con uno de estos métodos, ya que al aplicar una superficie de nivel freático al material, no es posible utilizar el coeficiente ru (Rocscience, 2020).

El valor de ru puede variar, y se considera que los valores de 0.1, 0.15 y 0.2 representan condiciones optimistas, intermedias y conservadoras, respectivamente (Mendoza, 2016).

Para el segundo y tercer estrato, se utilizó la línea piezométrica según el caso 2 de la Figura 48 para modelar la presencia de agua. Para simular la presencia de escorrentía en el primer estrato, se utilizó un valor conservador de $ru=0.2$.

Tabla 19*Resultados de parámetros para el análisis de estabilidad*

Sector crítico	Tramo de análisis (km)	Sección representativa	Geometría	Estratos: Tipo de material	Nivel freático	Criterio de rotura	Carga de tránsito (KN/m)	Coeficiente de carga sísmica (g)
SC-1	10+432 - 10+588	ST 10+480		1 Suelo de cobertura	ru=0.2	Mohr-Coulomb	20.6	0.168
				2 Grava limosa	Línea piezométrica	Mohr-Coulomb		
				3 Roca blanda	Línea piezométrica	Hoek Brown		
SC-1	11+738 - 11+845	ST 11+750		1 Suelos con finos	ru=0.2	Mohr-Coulomb	20.6	0.168
				2 Grava limosa	Línea piezométrica	Mohr-Coulomb		
				3 Roca blanda	Línea piezométrica	Hoek Brown		
SC-2	14+095 - 14+210	ST 14+040		1 Suelos con finos	ru=0.2	Mohr-Coulomb	20.6	0.168
				2 Grava limosa	Línea piezométrica	Mohr-Coulomb		
				3 Roca blanda	Línea piezométrica	Hoek Brown		

3.2 Descripción del software Slide V 6.0

Con el análisis de estabilidad de taludes, se busca determinar la superficie de deslizamiento crítica que tenga el menor factor de seguridad y, por ende, calcular la seguridad general del diseño de la pendiente (Rocscience, 2016).

Slide V 6.0 es un software que utiliza métodos de equilibrio del límite 2D para el diseño de taludes, permitiendo calcular el factor de seguridad crítico. Con esta herramienta se pueden analizar todos los tipos de suelos y rocas, ya sea en taludes, terraplenes, diques de tierra y muros de contención (Estrada y Soberanis, 2014).

Además, esta herramienta permite analizar con diferentes métodos para ubicar de manera eficiente las superficies de desplazamiento más críticas para un modelo de estabilidad de taludes (Rocscience, 2016).

3.3 Análisis de estabilidad situación actual

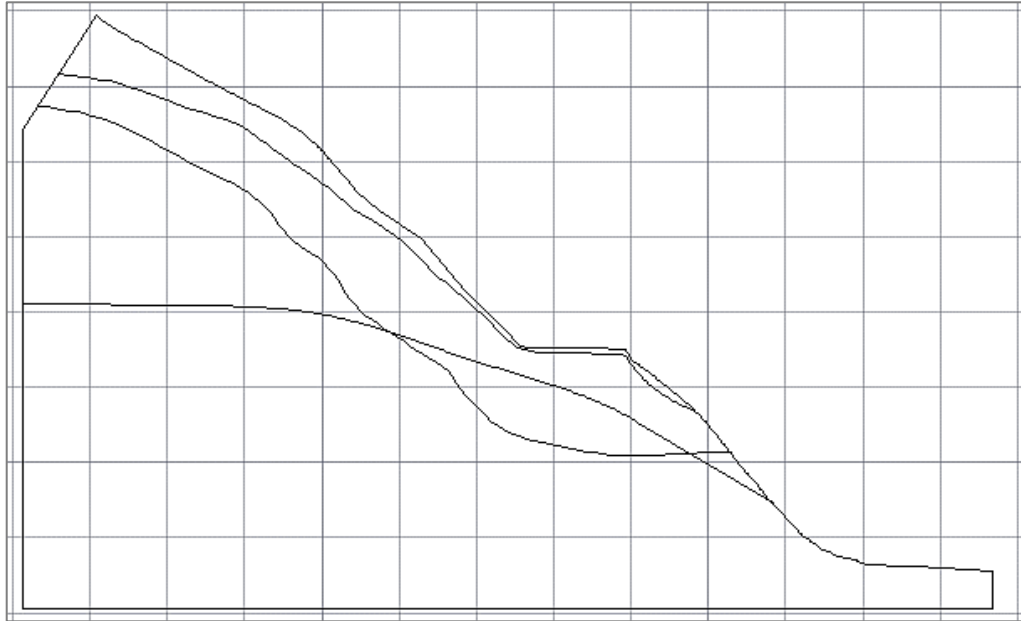
3.3.1 Modelación

El análisis de estabilidad con el software Slide V 6.0 se realizó en las secciones 10+480 (Sector Crítico 1), 11+750 (Sector Crítico 1) y 14+040 (Sector Crítico 2). Es recomendable emplear más de un método para permitir la comparación de los resultados obtenidos. Para este análisis se utilizaron los métodos de Morgenstern Price y de Janbu, ambos aplicables a cualquier tipo de superficie de falla:

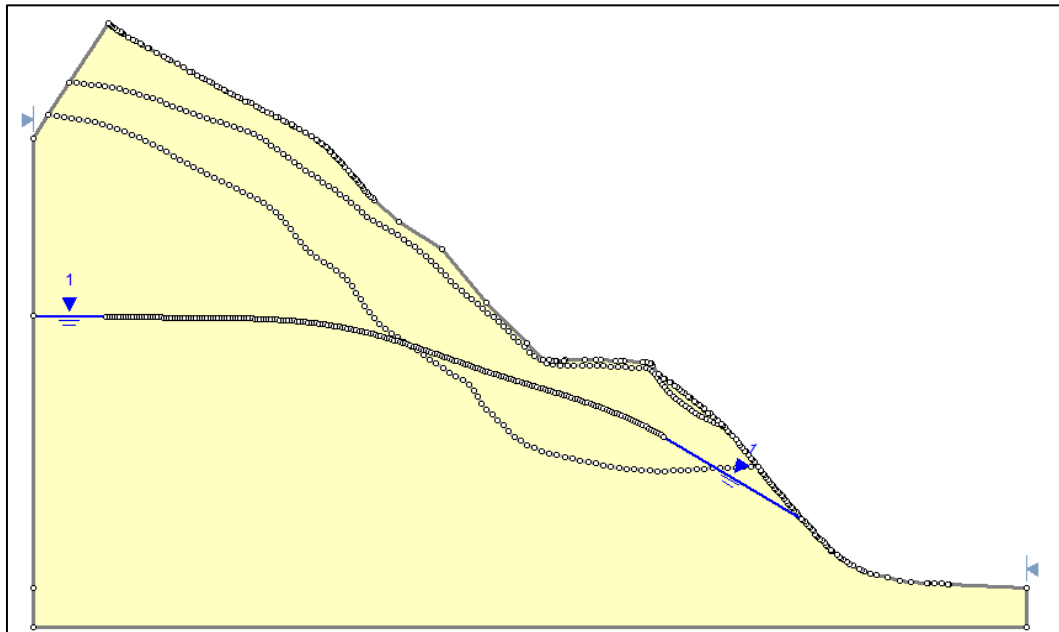
- El primer paso en el análisis es preparar las secciones transversales obtenidas a través de estudios topográficos del proyecto. La preparación consiste en delimitar los estratos presentes y modelar la línea piezométrica (si se registró un nivel freático). El procedimiento para delimitar los estratos se basa en los resultados obtenidos del estudio de refracción sísmica. Aunque la delimitación no es exacta, se busca aproximar lo mejor posible cada estrato superponiendo los perfiles sísmicos a cada sección transversal para su modelado y respetando los espesores de cada estrato. Este paso es muy importante y se debe tomar en cuenta la observación e información de campo que se pueda obtener de los tramos en estudio.
- Las secciones preparadas en CAD se guardan en extensión .dxf, lo que permite su importación directa al software Slide.

Figura 49

Sección transversal km 10+480 preparada para importación a Slide V 6.0

**Figura 50**

Sección transversal km 10+480 importada a Slide V 6.0



- Una vez que se tiene lista la sección en Slide, se asignan las propiedades correspondientes a cada estrato, según la Tabla 19.
- Cada tramo de estudio tiene propiedades diferentes, lo cual se puede constatar al examinar la Figura 51, Figura 52 y Figura 53 .

Figura 51

Propiedades de los materiales, sector crítico 1 – km 10+480

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	Water Surface	Ru
SUELO DE COBERTURA		18	Mohr-Coulomb	0	45				None	0.2
GM		13.41	Mohr-Coulomb	0	34				Piezometric Line 1	
ROCA BLANDA		23	Hoek-Brown			5000	19	0	Piezometric Line 1	

Figura 52

Propiedades de los materiales, sector crítico 1 - km 11+750

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	Water Surface	Ru
SUELO DE COBERTURA		18	Mohr-Coulomb	0	45				None	0.2
GC		20	Mohr-Coulomb	8	33.3				ezometr Line 1	
ROCA BLANDA		23	Hoek-Brown			5000	19	0	ezometr Line 1	

Figura 53

Propiedades de los materiales, sector crítico 2 - km 14+040

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	Water Surface	Ru
SUELO DE COBERTURA		18	Mohr-Coulomb	0	45				None	0.2
SC		17	Mohr-Coulomb	10	32.5				ezometr Line 1	
ROCA BLANDA		23	Hoek-Brown			5000	19	0	ezometr Line 1	

- Posteriormente, se agregan las cargas externas. Para el análisis estático, solo se considera la carga externa debido al tráfico, mientras que para el análisis pseudoestático, se considera además un coeficiente sísmico de 0.168g.
- Se analizó la estabilidad del talud superior y el talud inferior por separado, utilizando la herramienta *move limits* del software.
- Finalmente, se procesaron y visualizaron los resultados obtenidos del análisis para los métodos de Janbu y de Morgenstern Price. Las imágenes de resultados muestran por defecto el menor factor de seguridad obtenido, que corresponde a la superficie de falla crítica según el método de análisis seleccionado.
- En la parte superior derecha de cada imagen obtenida del procesamiento (que se muestran a continuación), se incluyen imágenes de *Google Earth* de cada sección de análisis para proporcionar una visión más amplia del problema.

3.3.1.1. Análisis estático

A. Sector Crítico 1: km 10+480

Figura 54

Análisis sección km 10+480, talud superior - Método de Janbu

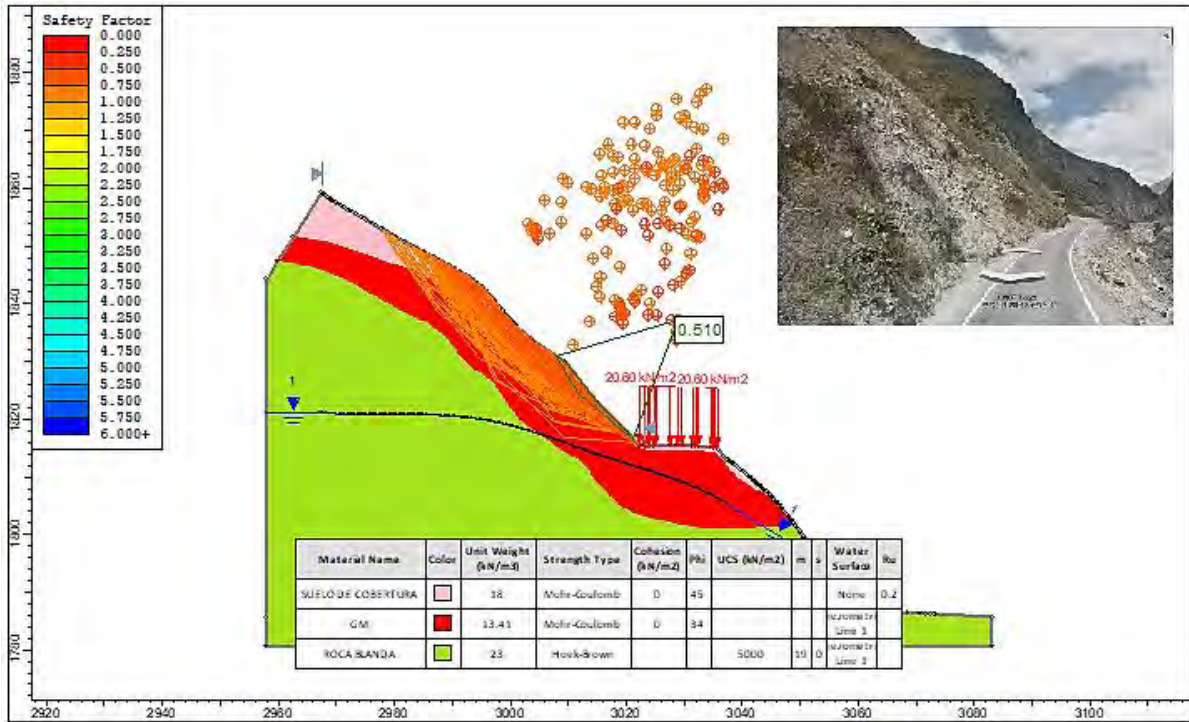


Figura 55

Análisis sección km 10+480, talud superior - Método de Morgenstern Price

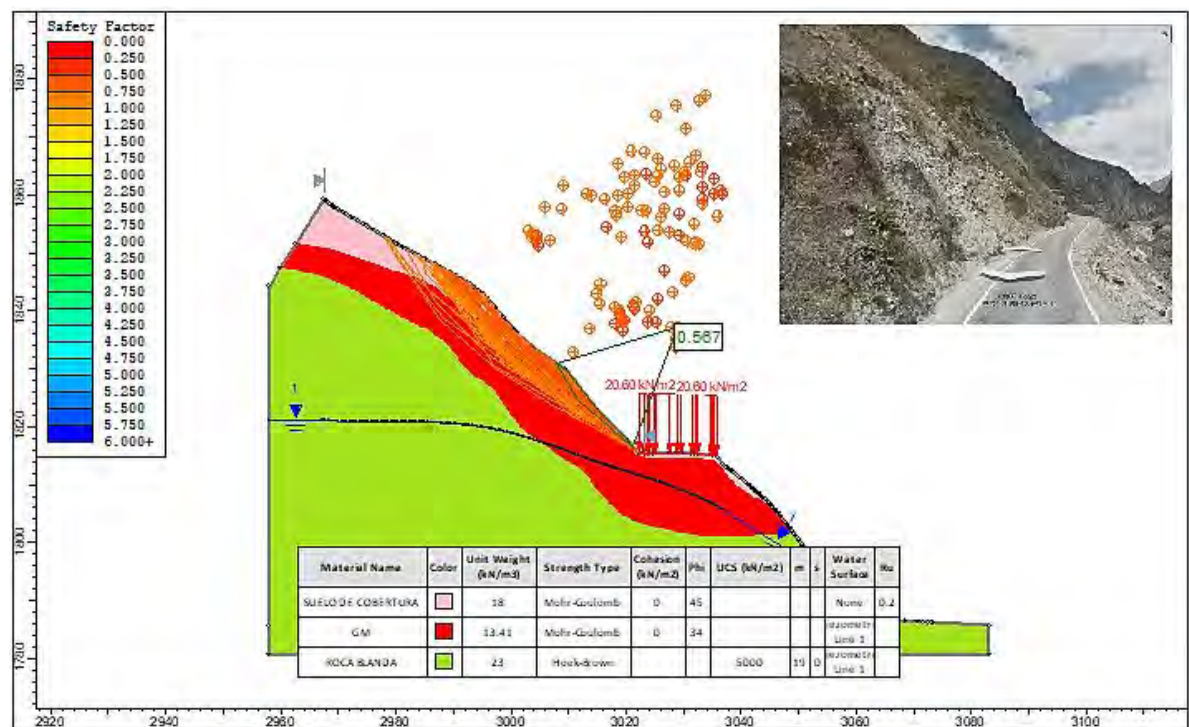


Figura 56

Análisis sección km 10+480, talud inferior - Método de Janbu

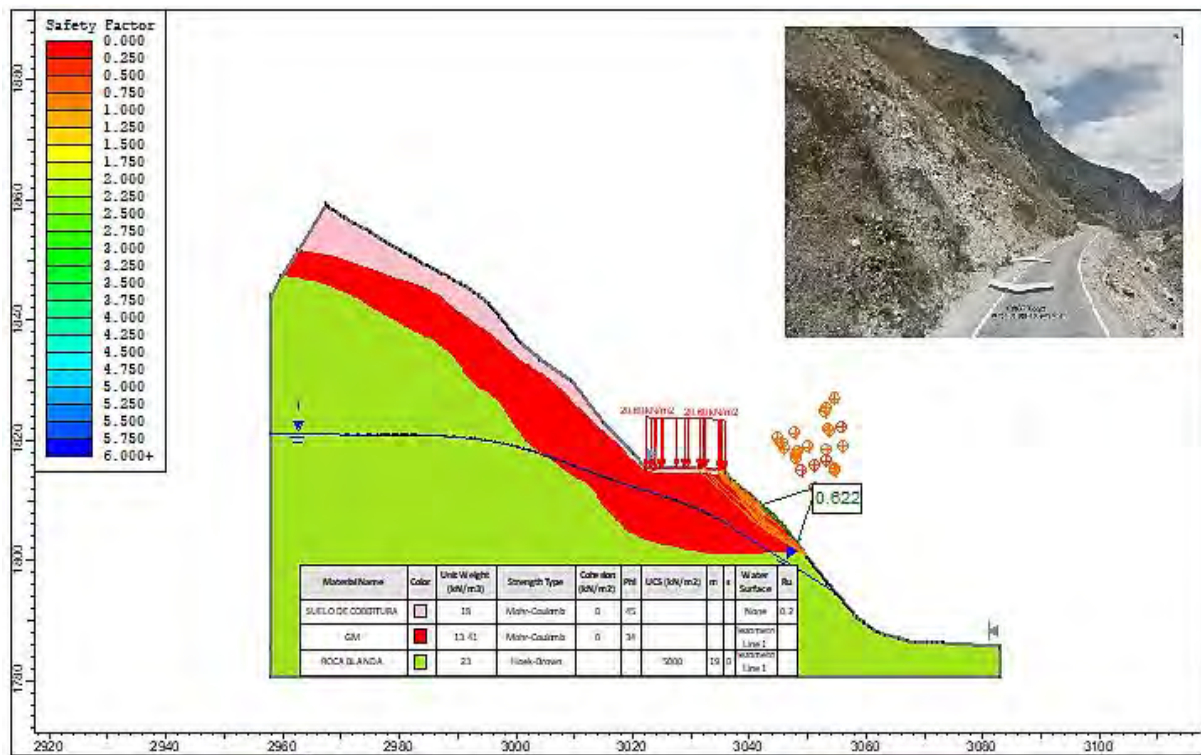
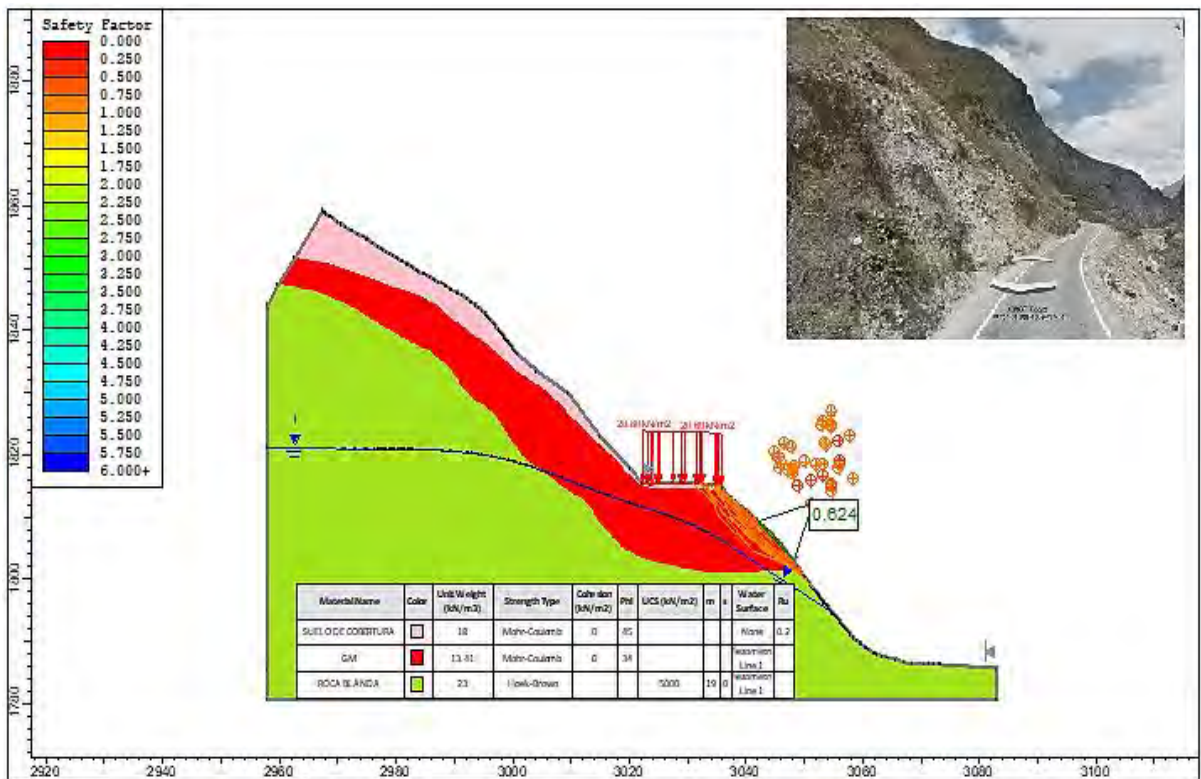


Figura 57

Análisis sección km 10+480, talud inferior - Método de Morgenstern Price



B. Sector Crítico 1: km 11+750

Figura 58

Análisis sección km 11+750, talud superior - Método de Janbu

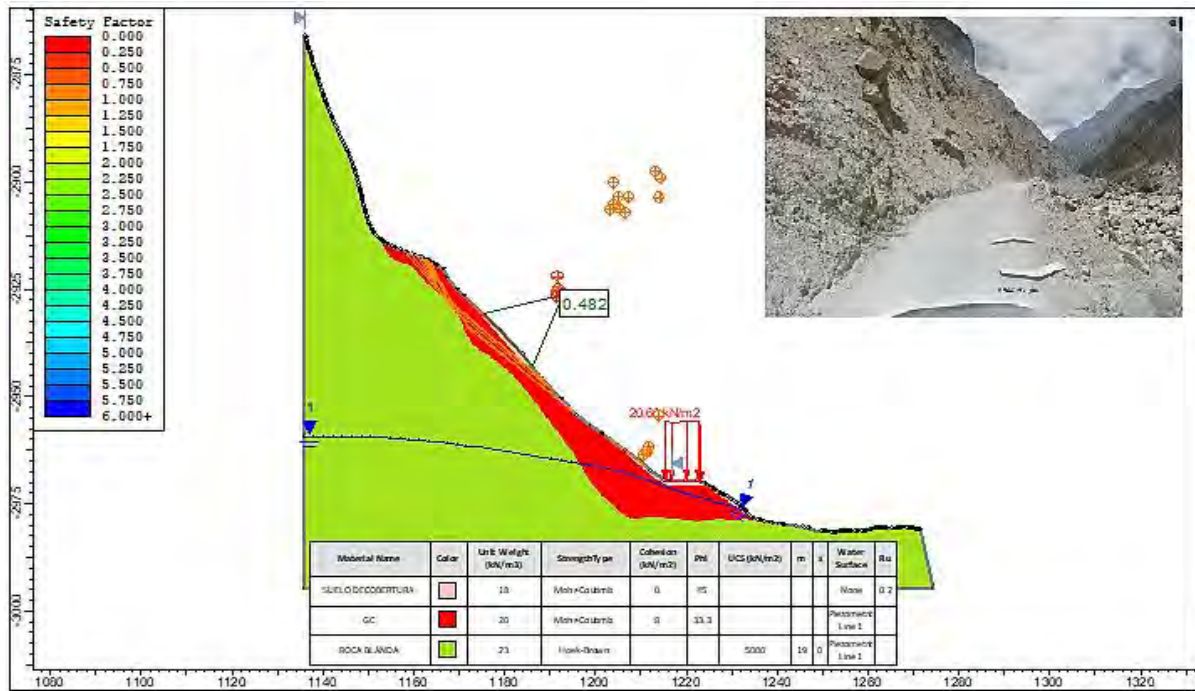


Figura 59

Análisis sección km 11+750, talud superior - Método de Morgenstern Price

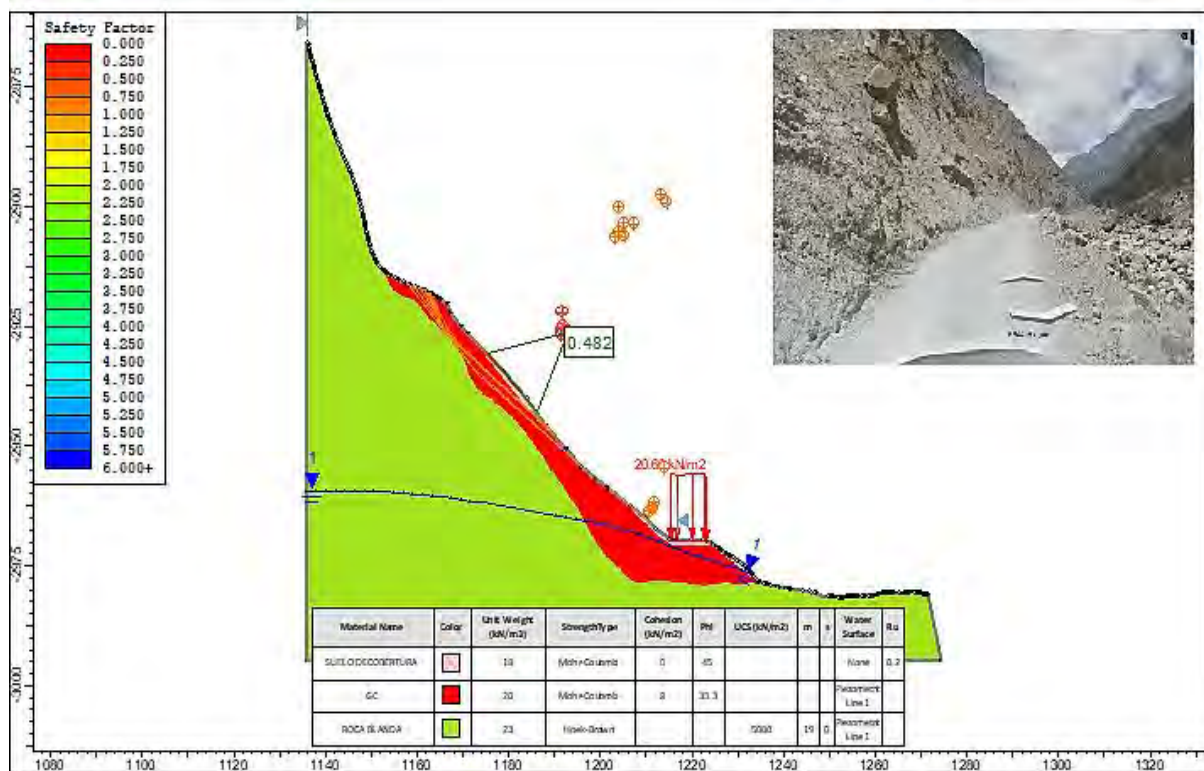


Figura 60

Análisis sección km 11+750, talud inferior - Método de Janbu

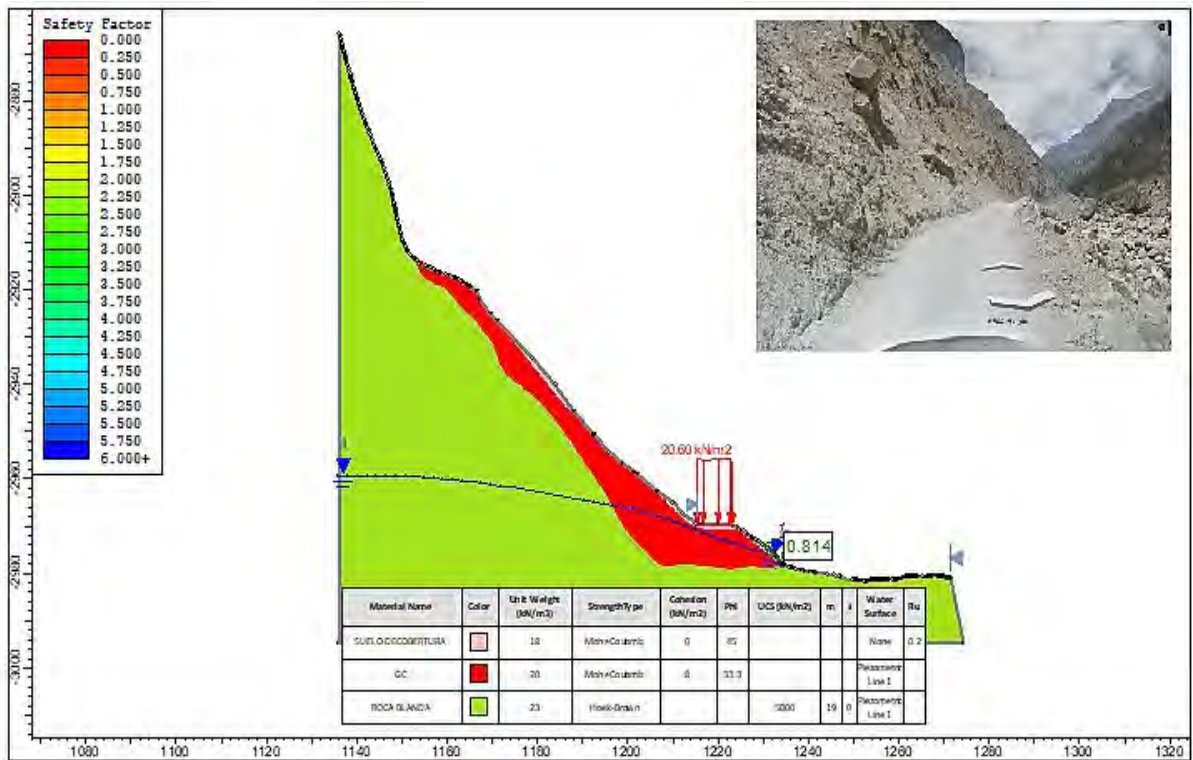
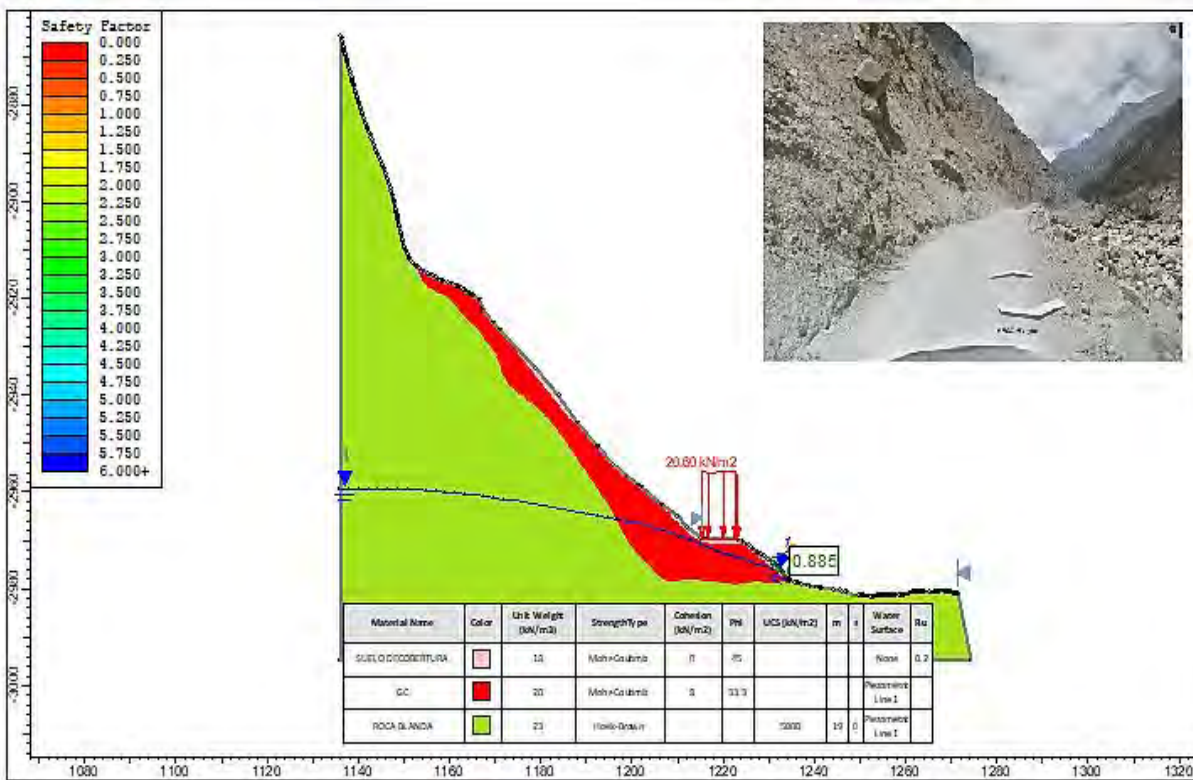


Figura 61

Análisis sección km 11+750, talud inferior - Método de Morgenstern Price



C. Sector Crítico 2: km 14+040

Figura 62

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Janbu

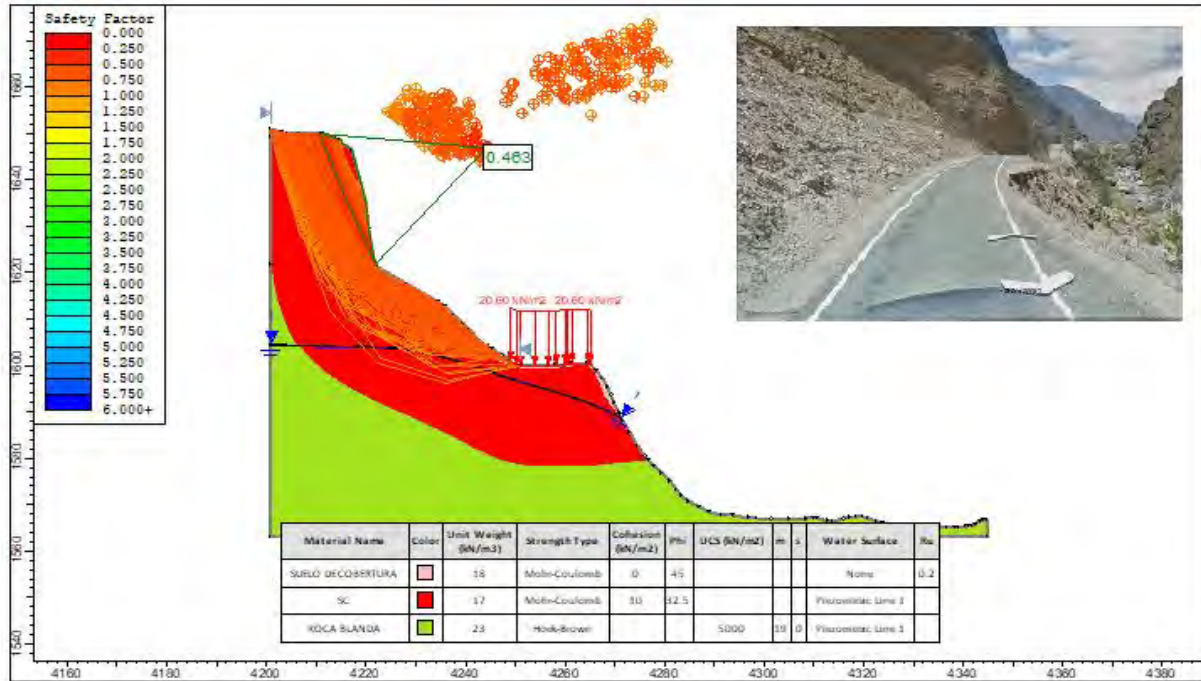


Figura 63

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Morgenstern Price

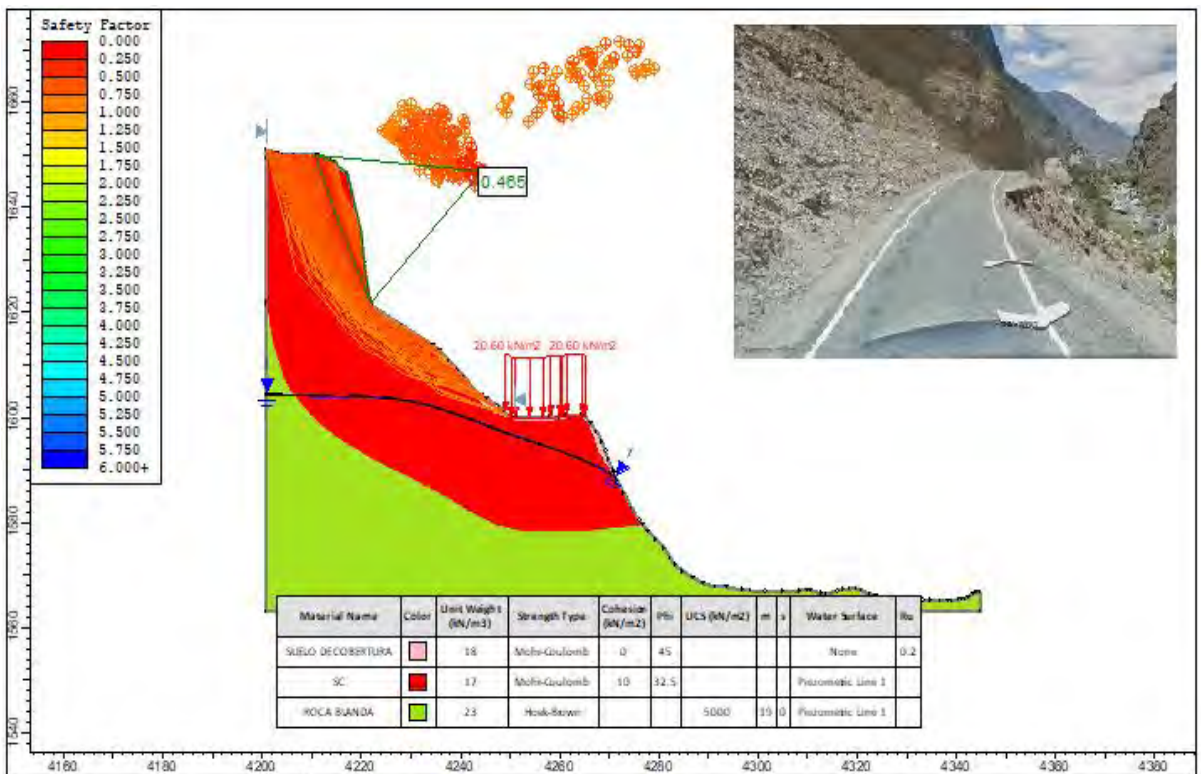


Figura 64

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Janbu

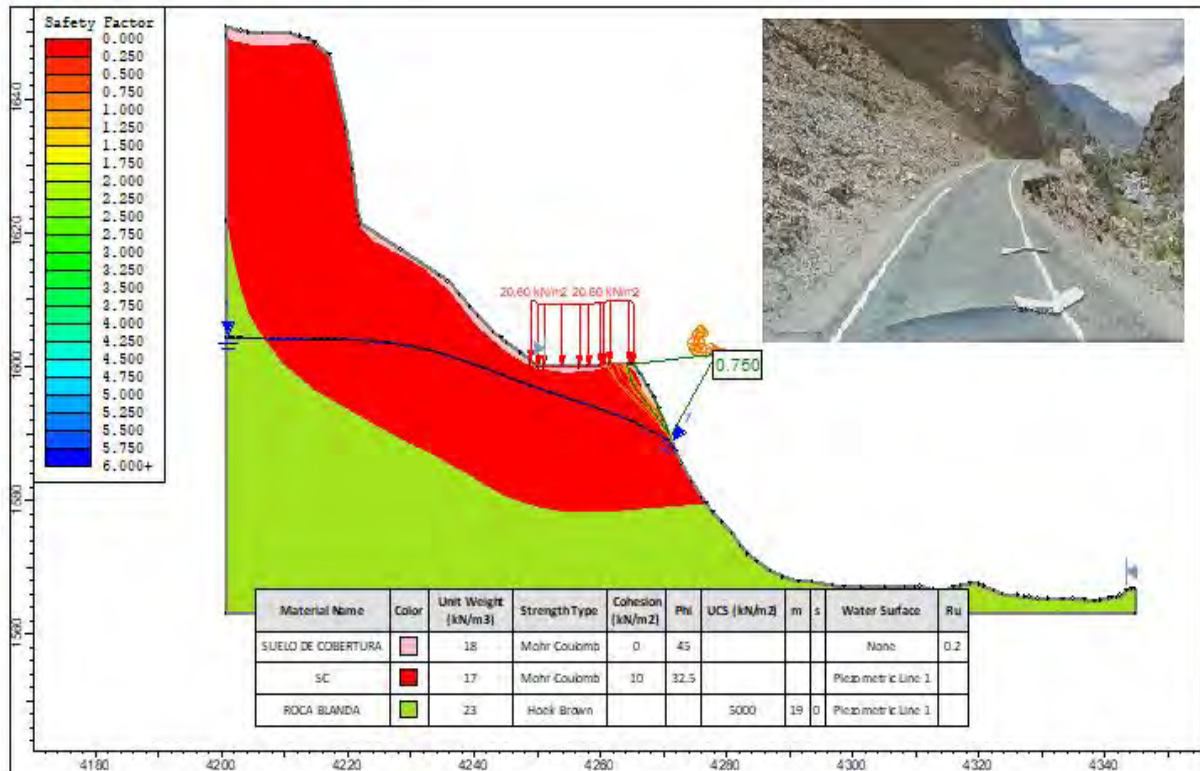
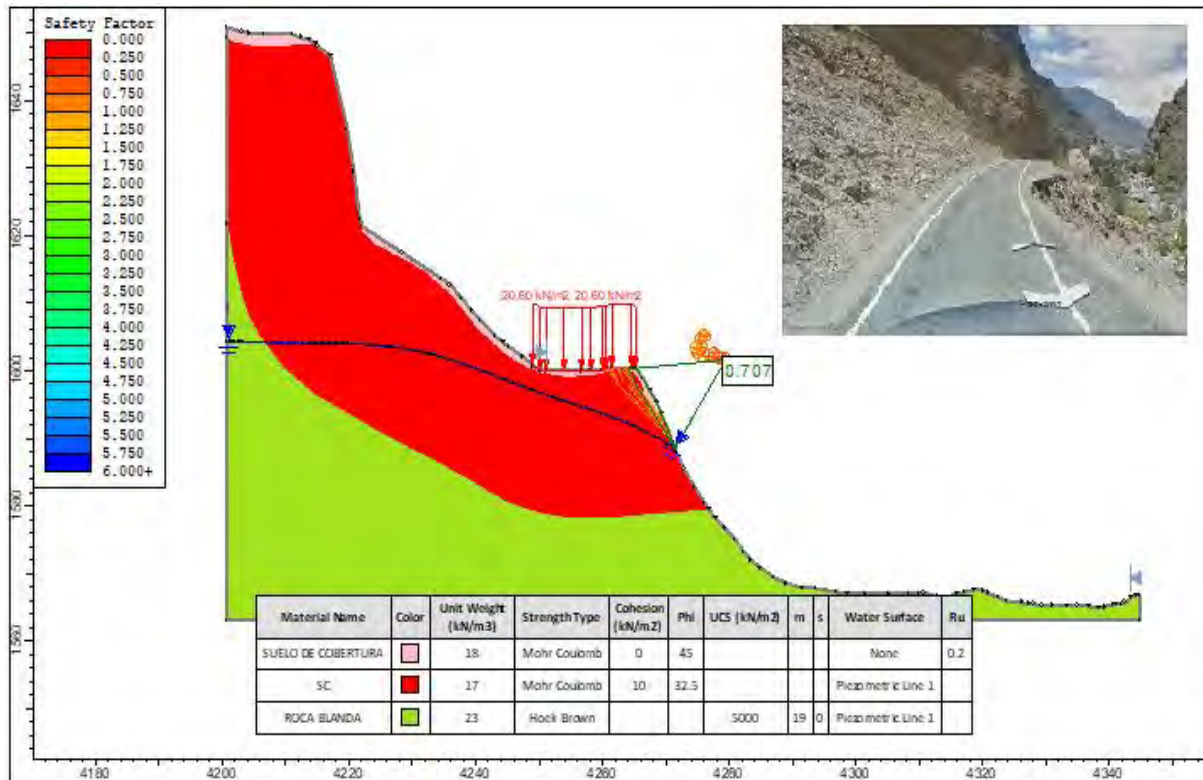


Figura 65

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Morgenstern Price



3.3.1.2. Análisis pseudoestático

A. Sector Crítico 1: km 10+480

Figura 66

Análisis sección km 10+480, talud superior - Método de Janbu

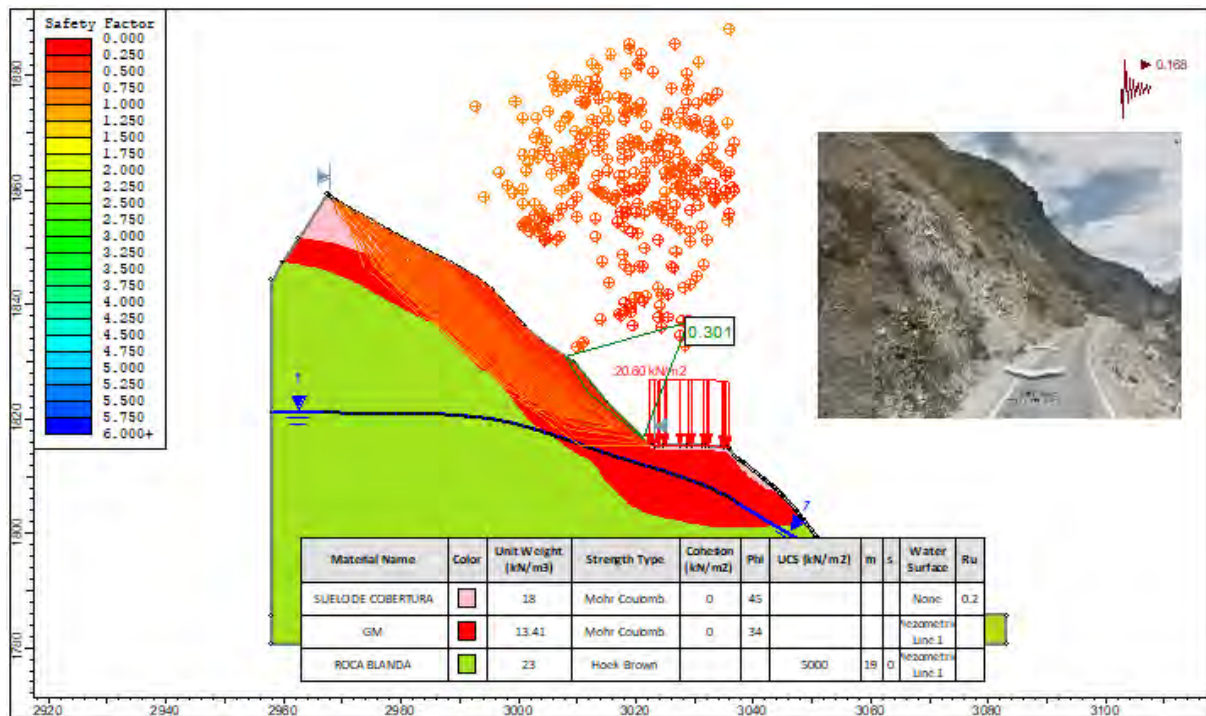


Figura 67

Análisis sección km 10+480, talud superior - Método de Morgenstern Price

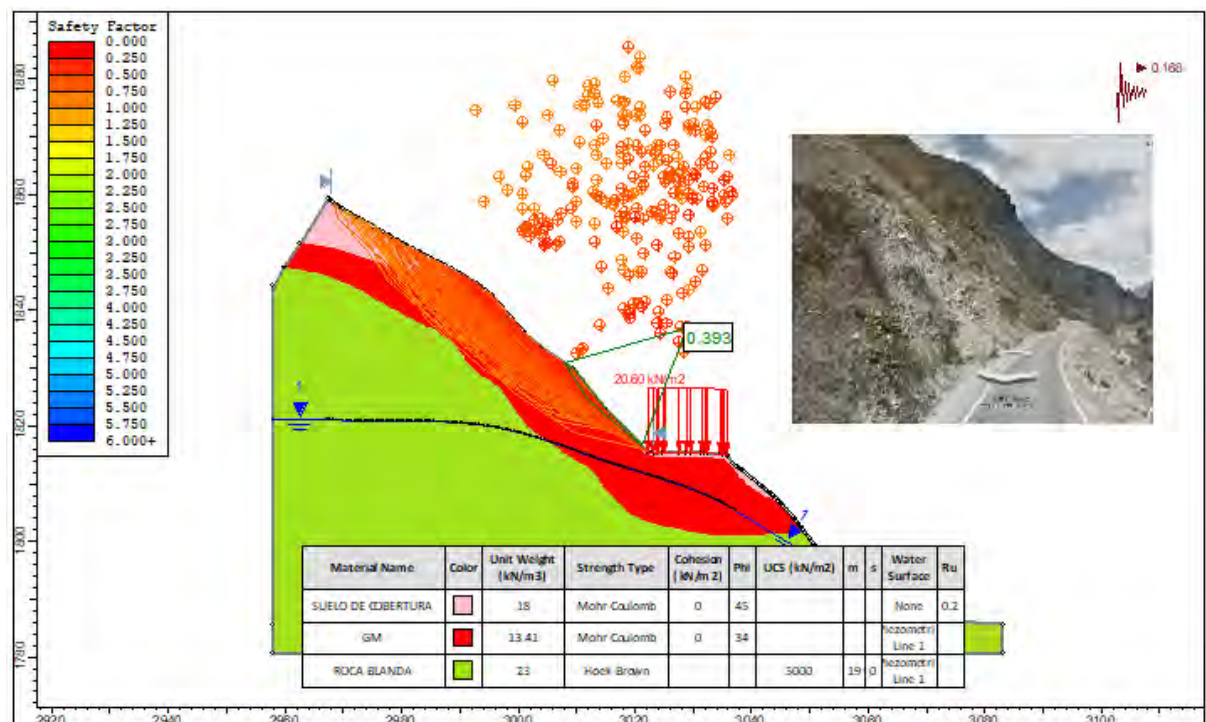
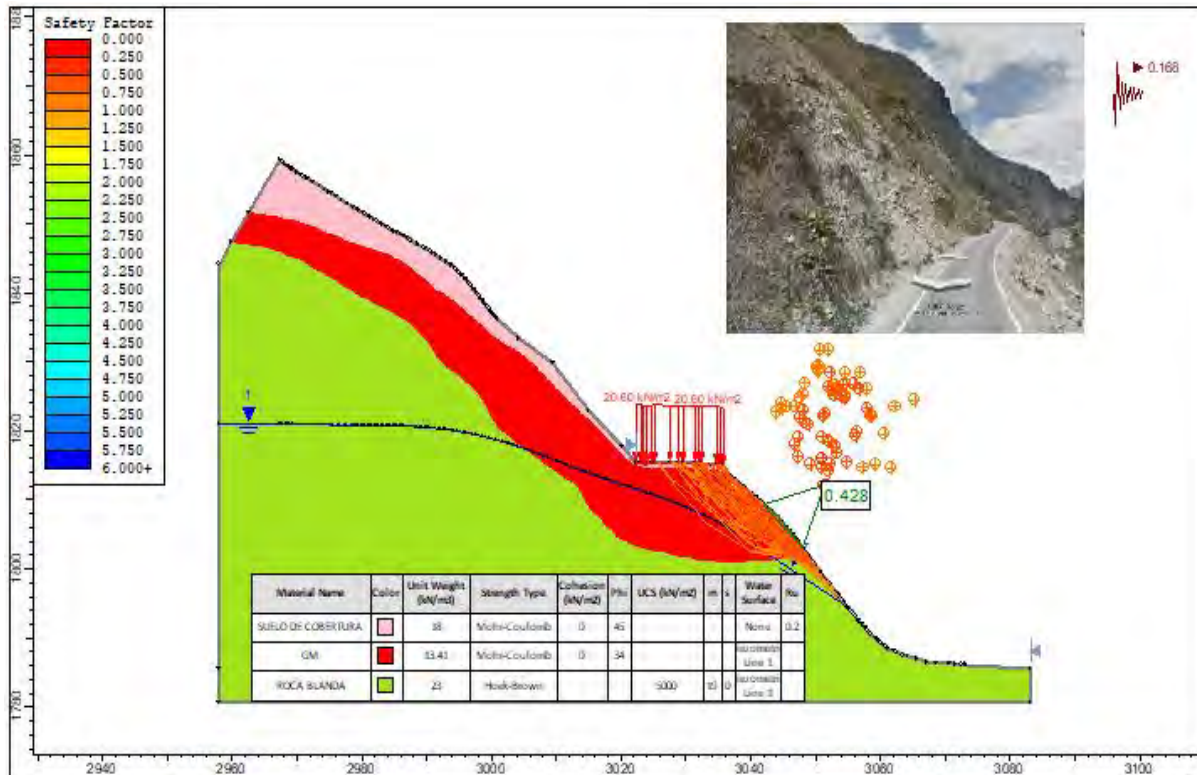
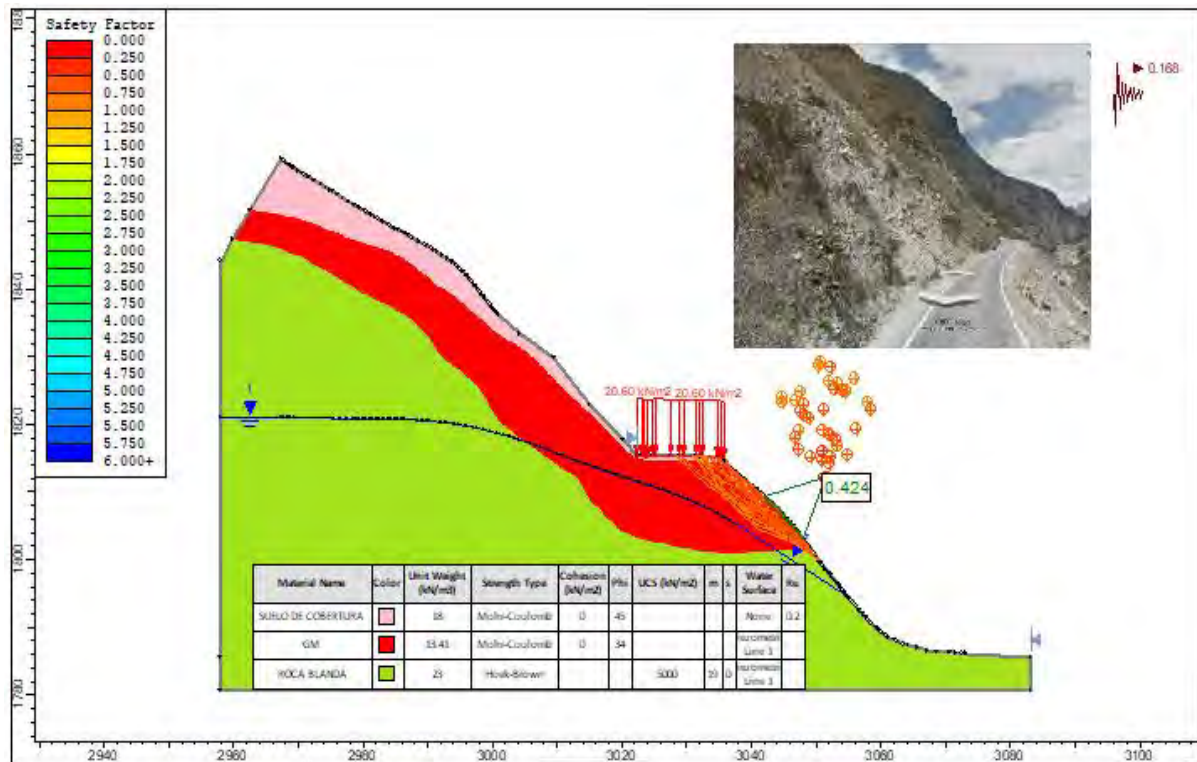


Figura 68

Análisis sección km 10+480, talud inferior - Método de Janbu

**Figura 69**

Análisis sección km 10+480, talud inferior - Método de Morgenstern Price



B. Sector Crítico 1: km 11+750

Figura 70

Análisis sección km 11+750, talud superior - Método de Janbu

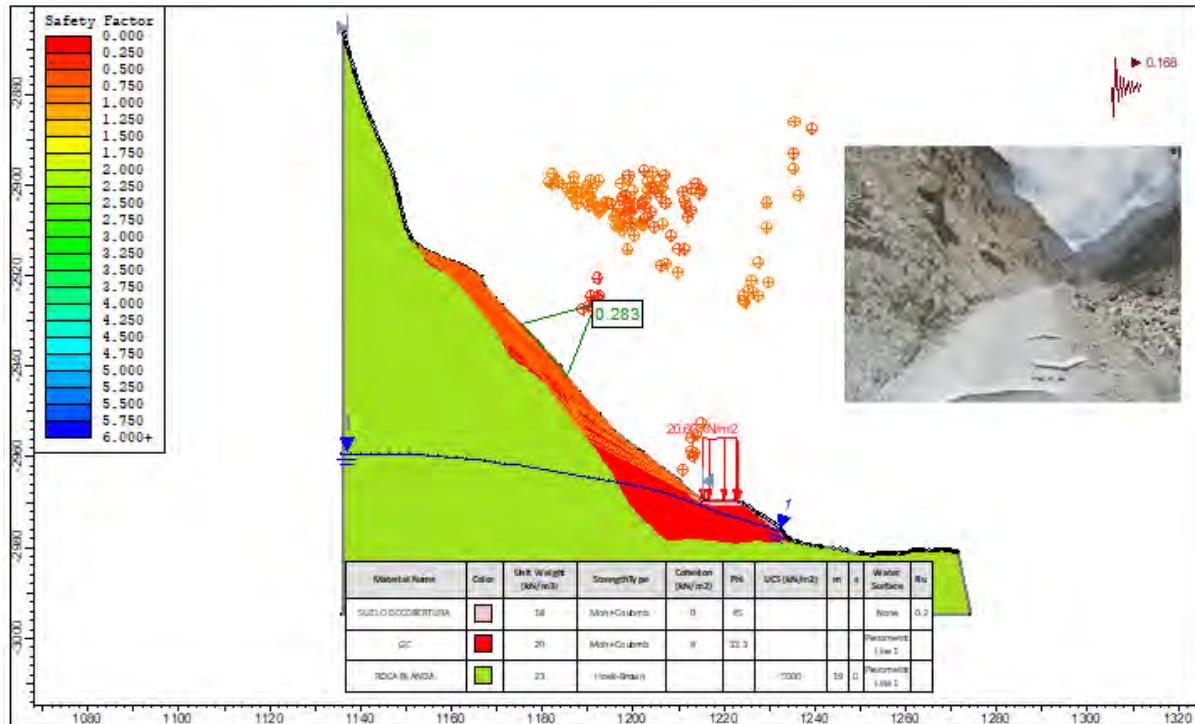


Figura 71

Análisis sección km 11+750, talud superior - Método de Morgenstern Price

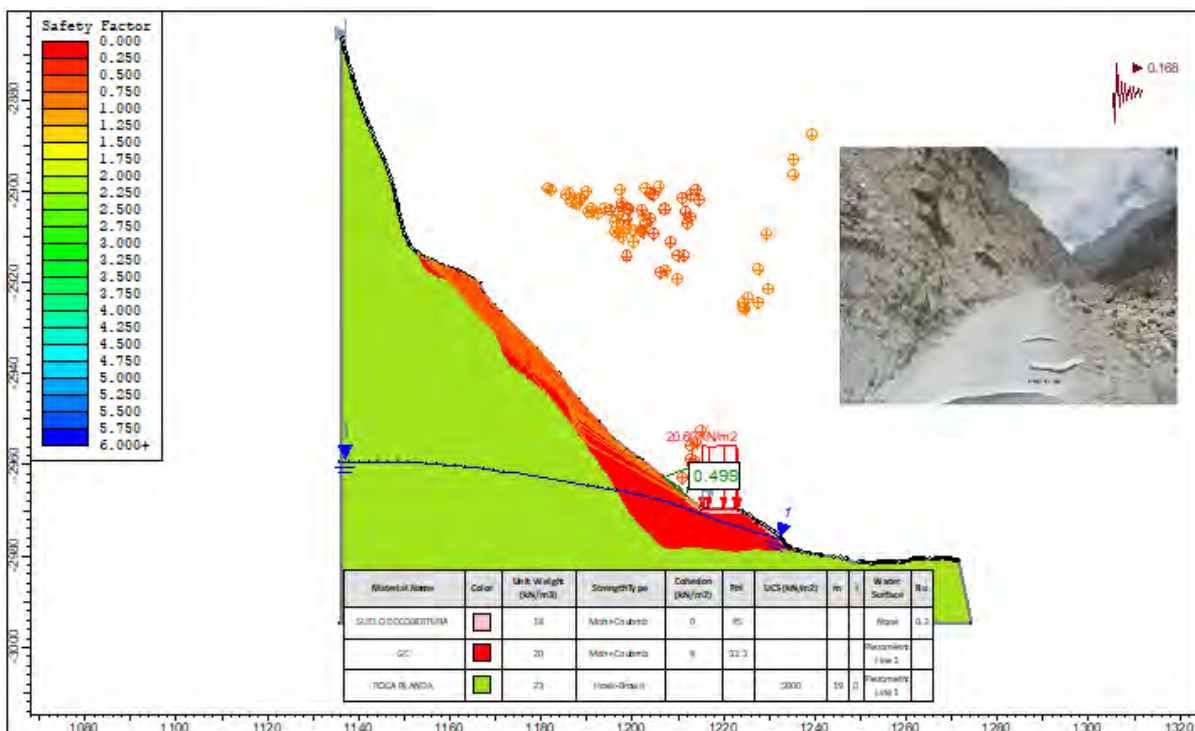


Figura 72

Análisis sección km 11+750, talud inferior - Método de Janbu

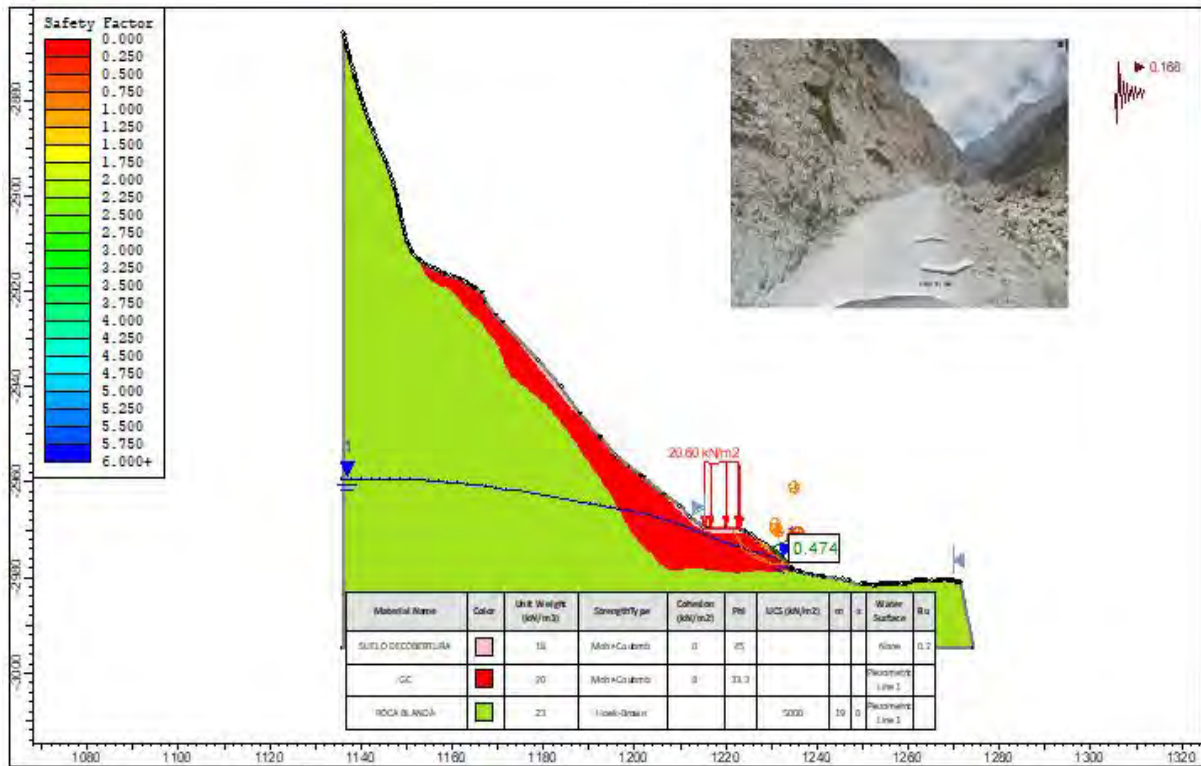
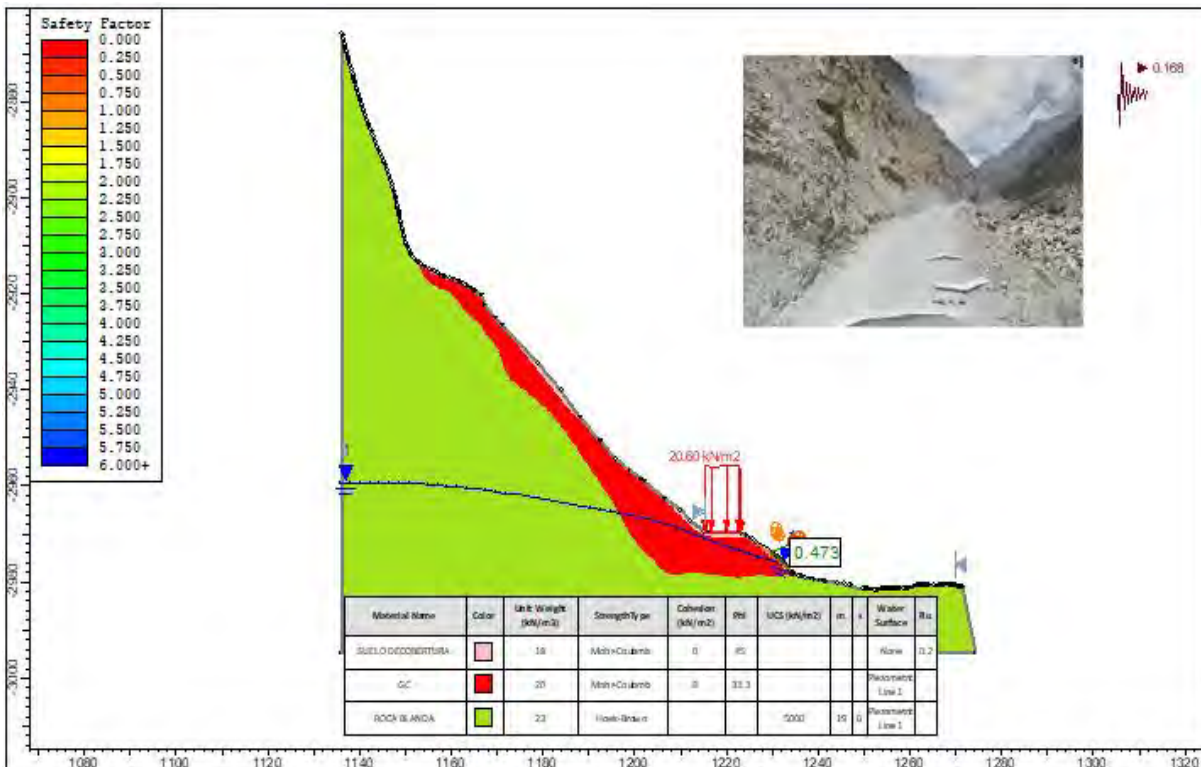


Figura 73

Análisis sección km 11+750, talud inferior - Método de Morgenstern Price



C. Sector Crítico 2: km 14+040

Figura 74

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Janbu

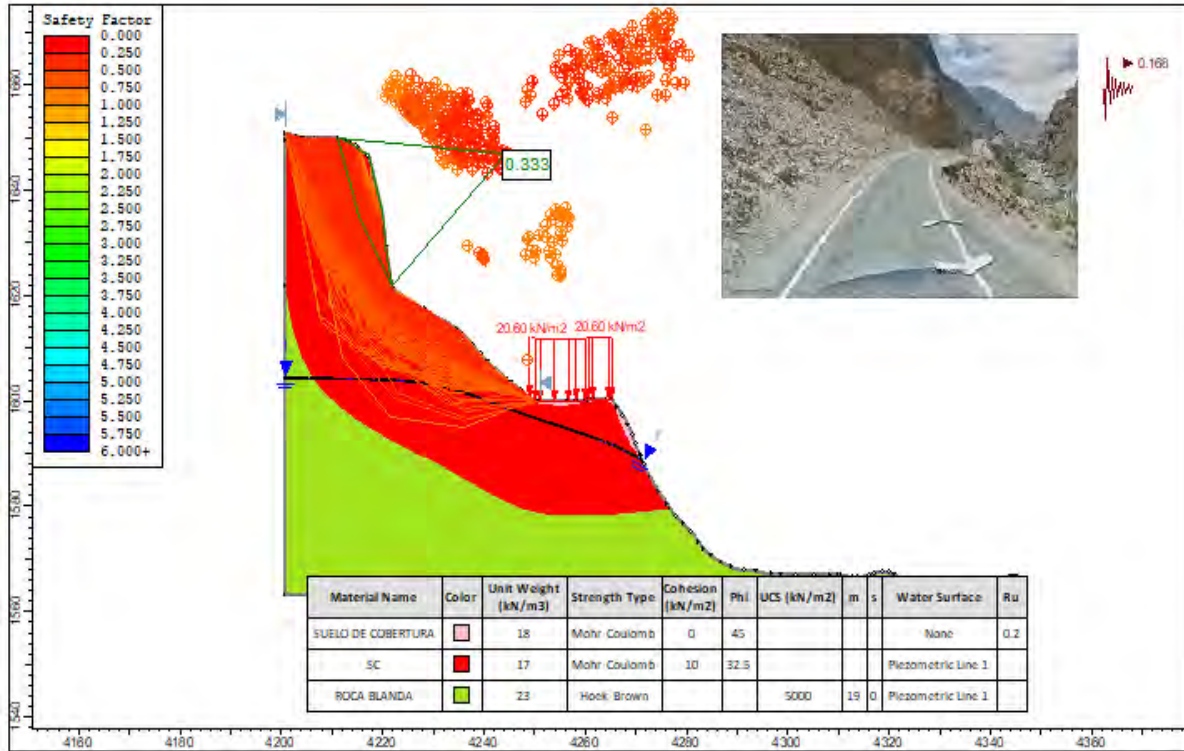


Figura 75

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Morgenstern Price

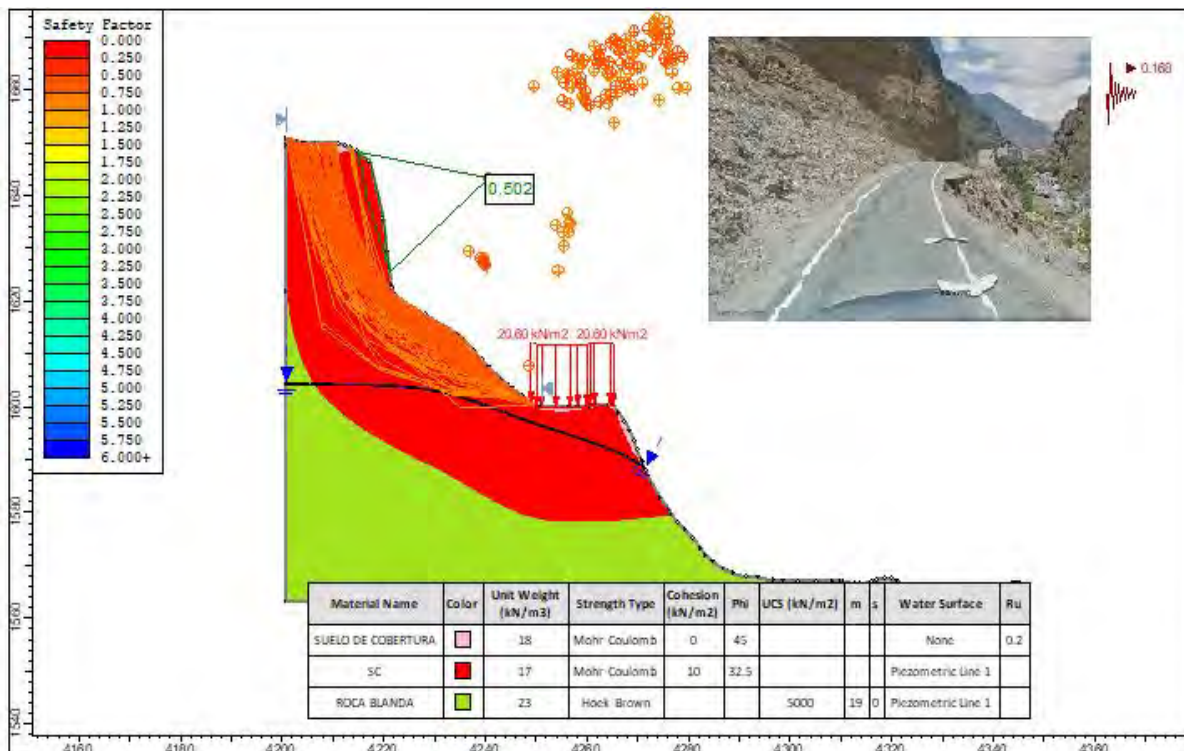


Figura 76

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Janbu

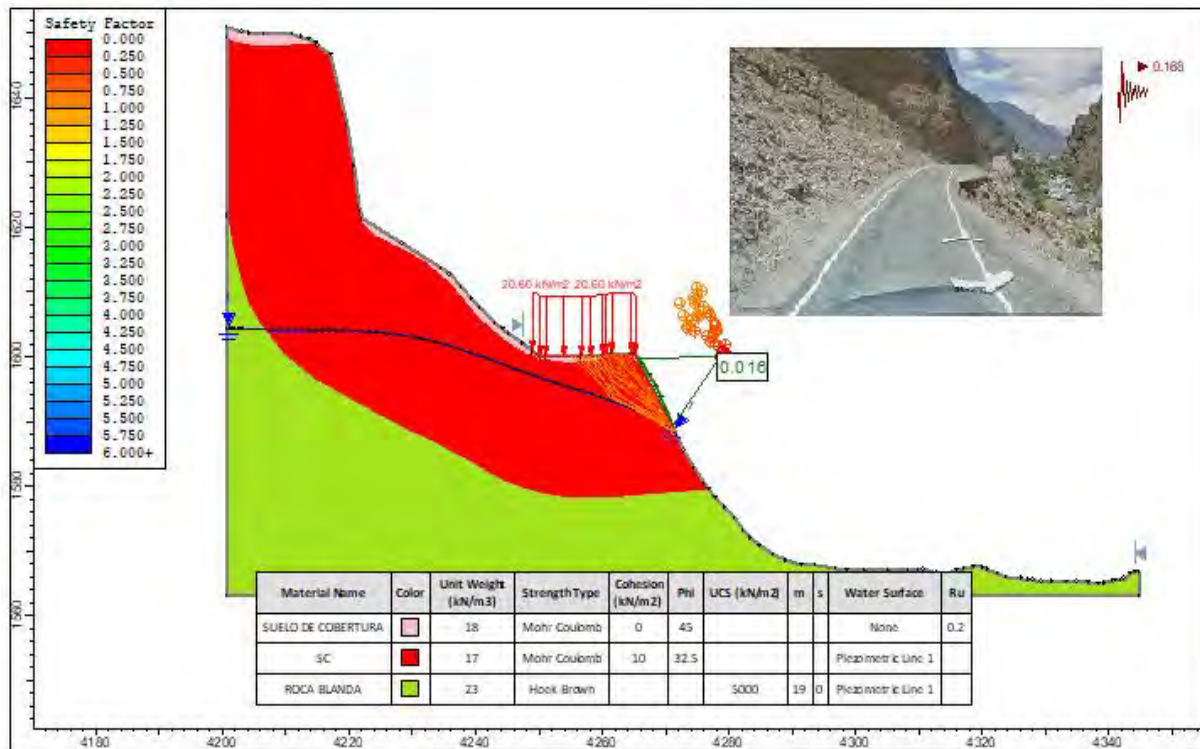
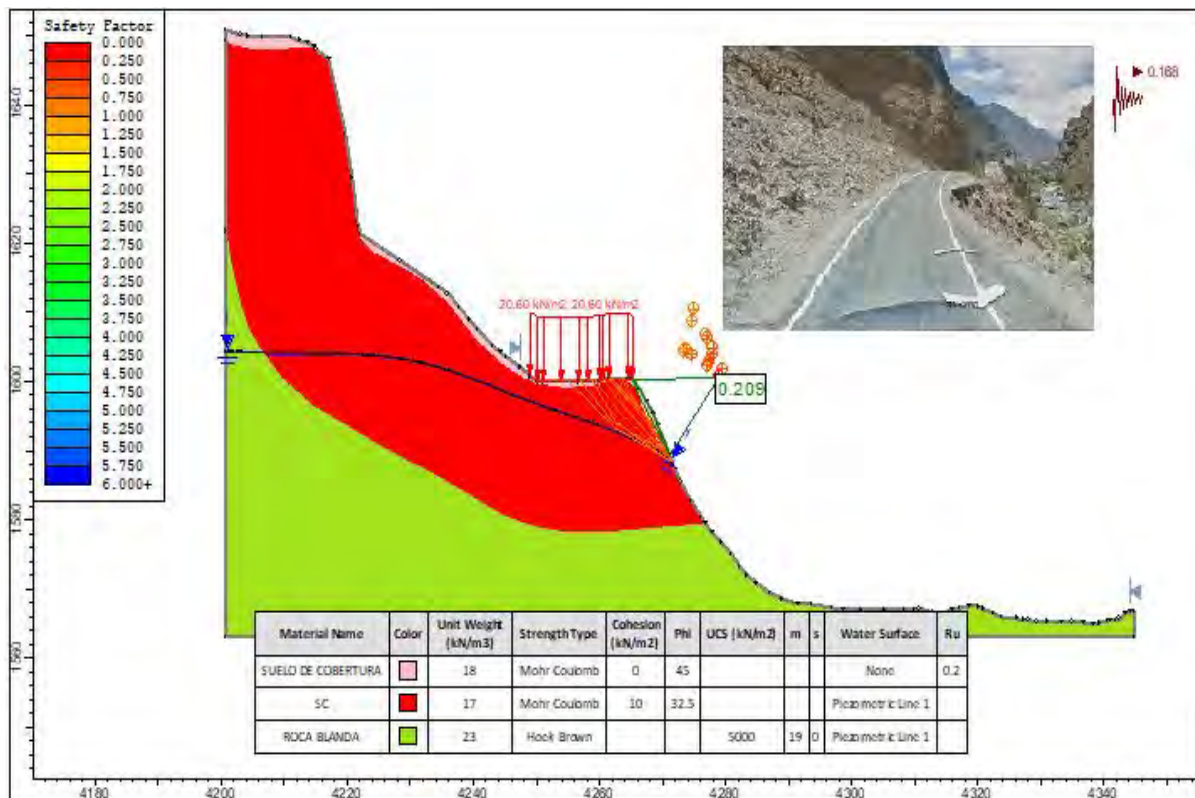


Figura 77

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Morgenstern Price



3.3.2 Resumen de resultados del análisis de estabilidad del talud superior e inferior - situación actual

Según la norma CE.020, el factor de seguridad mínimo para un talud deberá ser de 1.5 para cargas estáticas y 1.25 para condiciones sísmicas (El Peruano, 2012). En caso de que estos factores no se cumplan, se debe seleccionar un método de estabilización o combinar varios métodos y aplicarlos hasta alcanzar los factores de seguridad requeridos.

En la Tabla 20 y Tabla 21 se observa que todos los factores de seguridad obtenidos son bastante inferiores a los requeridos. Esto implica la necesidad de proponer soluciones ante la inestabilidad presentada y aumentar los factores de seguridad para cumplir con las normas aplicables.

Tabla 20

Resultados de análisis de estabilidad del talud superior - situación actual

Tramo de análisis	Sección representativa	Factor de seguridad			
		Janbu		Morgenstern Price	
		Estático	Pseudoestático	Estático	Pseudoestático
Sector crítico 1 – Tramo 1	Sección transversal ST – 10+480	0.510	0.301	0.567	0.393
Sector crítico 1 – Tramo 2	Sección transversal ST – 11+750	0.482	0.283	0.482	0.499
Sector crítico 2	Sección transversal ST – 14+040	0.463	0.333	0.465	0.502

Tabla 21

Resultados del análisis de estabilidad del talud inferior - situación actual

Tramo de análisis	Sección representativa	Factor de seguridad			
		Janbu		Morgenstern Price	
		Estático	Pseudoestático	Estático	Pseudoestático
Sector crítico 1 – Tramo 1	Sección transversal ST – 10+480	0.624	0.428	0.622	0.424
Sector crítico 1 – Tramo 2	Sección transversal ST – 11+750	0.814	0.474	0.885	0.473

Cont. Tabla 21 Resultados del análisis de estabilidad del talud inferior – situación actual					
Sector crítico 2	Sección transversal ST – 14+040	0.750	0.016	0.707	0.209



Capítulo 4

Propuestas de solución

Las propuestas de solución frente a la inestabilidad de los taludes en los sectores críticos, presentadas en este capítulo, se basan en la modelación realizada en el software Slide V 6.0. Esta modelación permitió determinar los factores de seguridad necesarios tanto para el análisis estático como para el pseudoestático.

Por otro lado, en el estudio de factibilidad de Ingenia Asociados S.R.L., se proponen soluciones como muro de contención y muros de suelo reforzado. Sin embargo, este estudio no incluye el análisis de estabilidad correspondiente ni se sustentan las soluciones propuestas con los factores de seguridad necesarios.

4.1 Método de estabilización

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de los sectores críticos, se entiende que el talud se encuentra inestable. Por consiguiente, es necesario modificar la estructura aplicando métodos de estabilización tanto en el talud superior como en el inferior, con el fin de obtener un factor de seguridad aceptable, tal como se explica en el apartado 3.3.2 de acuerdo con la norma CE.020.

El método de estabilización utilizado en los taludes superiores es la construcción de banquetas, lo cual aporta mayor resistencia y reduce los deslizamientos. Para su diseño se requieren secciones de corte e inclinación de la banqueta con una relación H:V, que varía dependiendo del tipo de material presente en cada estrato, altura, entre otros factores.

De este modo, se utilizaron los valores referenciales para taludes en corte que se muestran en la Tabla 22. Asimismo, se ha considerado un ancho de trabajo de 3m para facilitar el traslado de los equipos y maquinarias.

Tabla 22

Valores referenciales para taludes en corte con una relación (H:V)

Clasificación de materiales de corte		Roca fija	Roca suelta	Material		
				Grava	Limo arcilloso o arcilla	Arenas
Altura de corte	<5m	1:10	1:6 – 1:4	1:1 – 1:3	1:1	2:1
	5-10m	1:10	1:4 – 1:2	1:4 – 1:2	1:1	*
	>10m	1:8	1:2	*	*	*

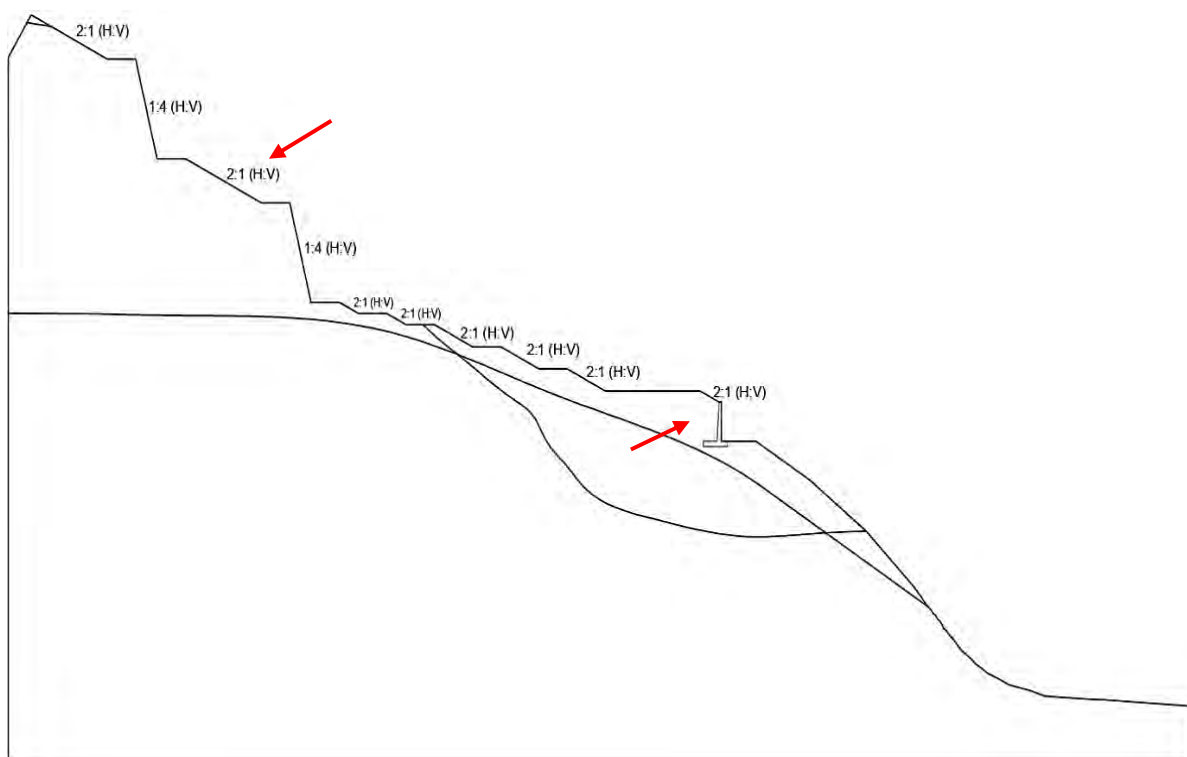
Nota. Adaptado de MTC (2018b).

4.1.1 Talud superior

4.1.1.1. Sector crítico 1: km 10+480. Las características geológicas de los estratos en este primer tramo de análisis están compuestas por suelo de cobertura, grava limosa y roca blanda. Por lo tanto, se propone el diseño de banquetas en el talud superior, tal como se muestra en la Figura 78, lo que contribuirá a mejorar su resistencia y reducir deslizamientos que puedan afectar el talud inferior. Se llevarán a cabo trabajos de corte en el sector estudiado, tomando en cuenta que se debe considerar un ancho de trabajo de 3m y una relación H:V determinada, siguiendo los valores referenciales de la Tabla 22.

Figura 78

Sección transversal km 10+480 modificada preparada para importación a Slide V 6.0

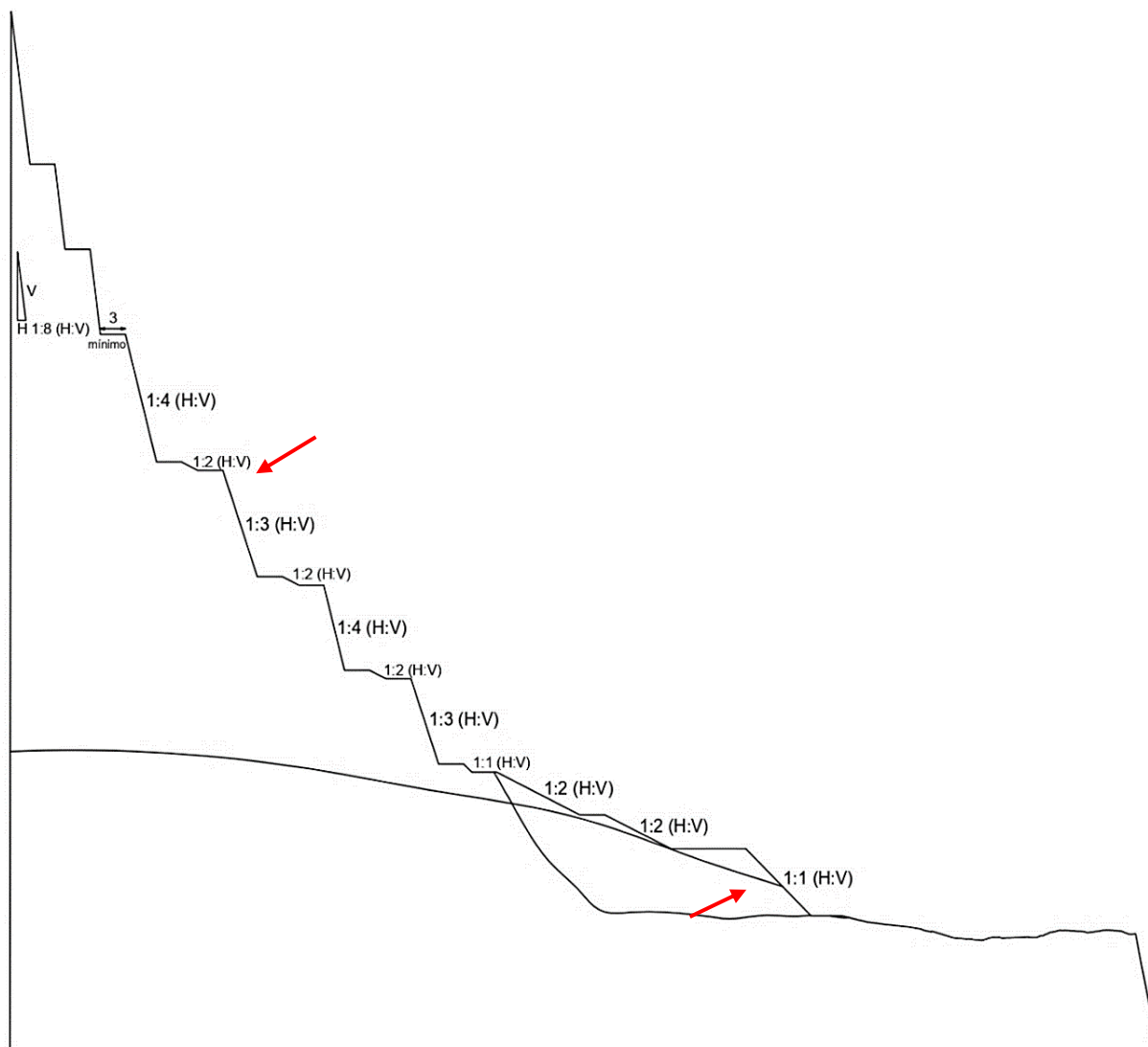


4.1.1.2. Sector crítico 1: km 11+750. Según la Tabla 13, **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, esta sección representativa se encuentra en un sector con presencia de suelos con finos, grava arcillosa y roca blanda. De acuerdo con la geometría de su sección transversal, se determinó la relación H:V

adecuadas de corte para la construcción de banquetas, la cual se puede apreciar en la Figura 79. De este modo, al ejecutar la modelación en el software, se comprobó que el factor de seguridad cumple para las solicitaciones estáticas y sísmicas, lo cual se muestra en la Tabla 23.

Figura 79

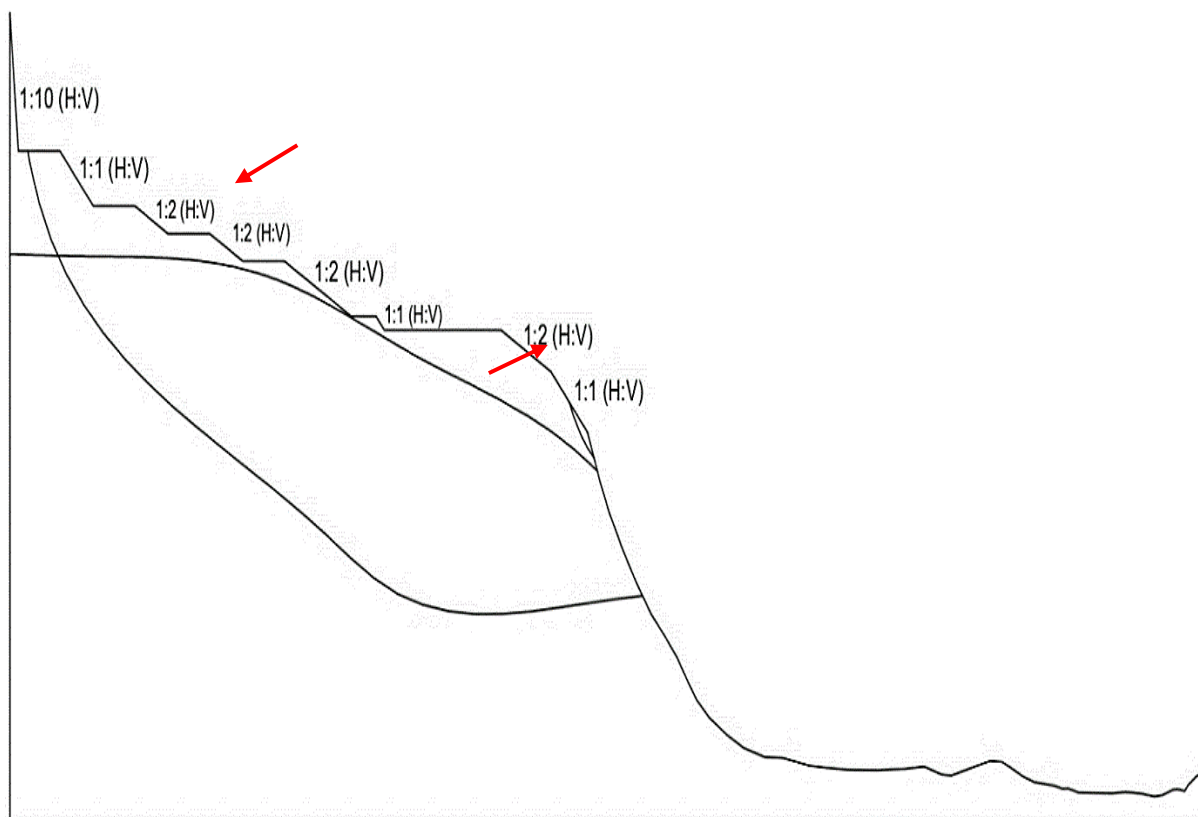
Sección transversal km 11+750 modificada preparada para importación a Slide V 6.0



4.1.1.3. Sector crítico 2: km 14+040. Esta sección representativa contiene suelos con finos, grava limosa y roca blanda en sus estratos. Para obtener un factor de seguridad aceptable, se propone modificar el talud mediante banquetas con inclinación H:V, que aportan mayor estabilidad dependiendo del tipo de material presente. De esta manera, el talud superior está comprendido en su mayoría por grava limosa, por lo que se diseña de acuerdo con la Tabla 22 y se corrobora el diseño modelando la propuesta en el software, lo cual se puede apreciar en la Figura 80.

Figura 80

Sección transversal km 14+040 modificada preparada para importación a Slide V 6.0



4.1.2 Talud inferior

4.1.1.1. Sector crítico 1: km 10+480. Para este sector, se ha considerado el diseño de un muro de contención con propiedades determinadas con la finalidad de aumentar el factor de seguridad y que sea cercano a 1. Esta propuesta de solución se muestra en la Figura 78. Asimismo, las propiedades del muro y de los materiales del talud se muestran en la Figura 81.

Figura 81

Propiedades de los materiales - sector crítico km 10+480

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	Water Surface	Ru
Muro		24	Mohr-Coulomb	30	35				None	0
SUELO DE COBERTURA		18	Mohr-Coulomb	0	45				None	0.2
GM		13.41	Mohr-Coulomb	0	34				Piezometric Line 1	
ROCA BLANDA		23	Hoek-Brown			5000	19	0	Piezometric Line 1	

4.1.1.2. Sector crítico 1: km 11+750. Para el caso del talud inferior de esta sección representativa, se utiliza el mismo criterio que en el talud superior, teniendo en cuenta que en esta sección prevalece la grava arcillosa y, según la Tabla 22, para este tipo de material

corresponde una relación de corte H:V de 1:1. Las propiedades de los materiales del talud se muestran en la Figura 82.

Figura 82

Propiedades de los materiales - sector crítico km 11+750

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	Water Surface	Ru
Material 1		20	Mohr-Coulomb	1	35				None	0
GC		20	Mohr-Coulomb	8	33.3				Piezometric Line 1	
ROCA BLANDA		23	Hoek-Brown			5000	19	0	Piezometric Line 1	

La propuesta de solución que se muestra en la Figura 79 para este sector crítico, se analizó y se comprobó en el software que cumple con los factores de seguridad mínimos para garantizar la estabilidad del talud.

4.1.1.3. Sector crítico 2: km 14+040. Como se muestra en la Figura 80, el método de estabilización que se optó para el talud inferior de esta sección representativa consistió en ejecutar cortes con una inclinación H:V siguiendo los valores referenciales de la Tabla 22. De esta manera, se obtiene un factor de seguridad muy cercano al aceptable.

La Figura 83 muestra las propiedades de los materiales que conforman el talud de este sector crítico.

Figura 83

Propiedades de los materiales - sector crítico km 14+040

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	Water Surface	Ru
SUELO DE COBERTURA		18	Mohr-Coulomb	0	45				None	0.2
SC		17	Mohr-Coulomb	10	32.5				Piezometric Line 1	
ROCA BLANDA		23	Hoek-Brown			5000	19	0	Piezometric Line 1	

4.2 Análisis de estabilidad con soluciones propuestas

Se modelan todas las posibles soluciones para los sectores críticos en estudio. Los resultados del análisis del sector crítico 2, km 14+040, se muestran en el apartado 1, y en el Anexo D Análisis de estabilidad con soluciones propuestas se incluye el análisis de los sectores críticos 1, km 10+480 y km 11+750.

4.2.1 Modelación Sector crítico 2: km 14+040

4.2.1.1 Análisis estático

A. Talud superior

Los resultados obtenidos en el método de Janbu, ilustrados en la Figura 84, y en el método de Morgenstern Price, como se muestra en la Figura 85, demuestran un factor de seguridad significativamente superior al requerido de 1.5. Esto confirma que la solución adoptada es correcta, ya que se logra eliminar la inestabilidad previa existente.

Figura 84

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Janbu

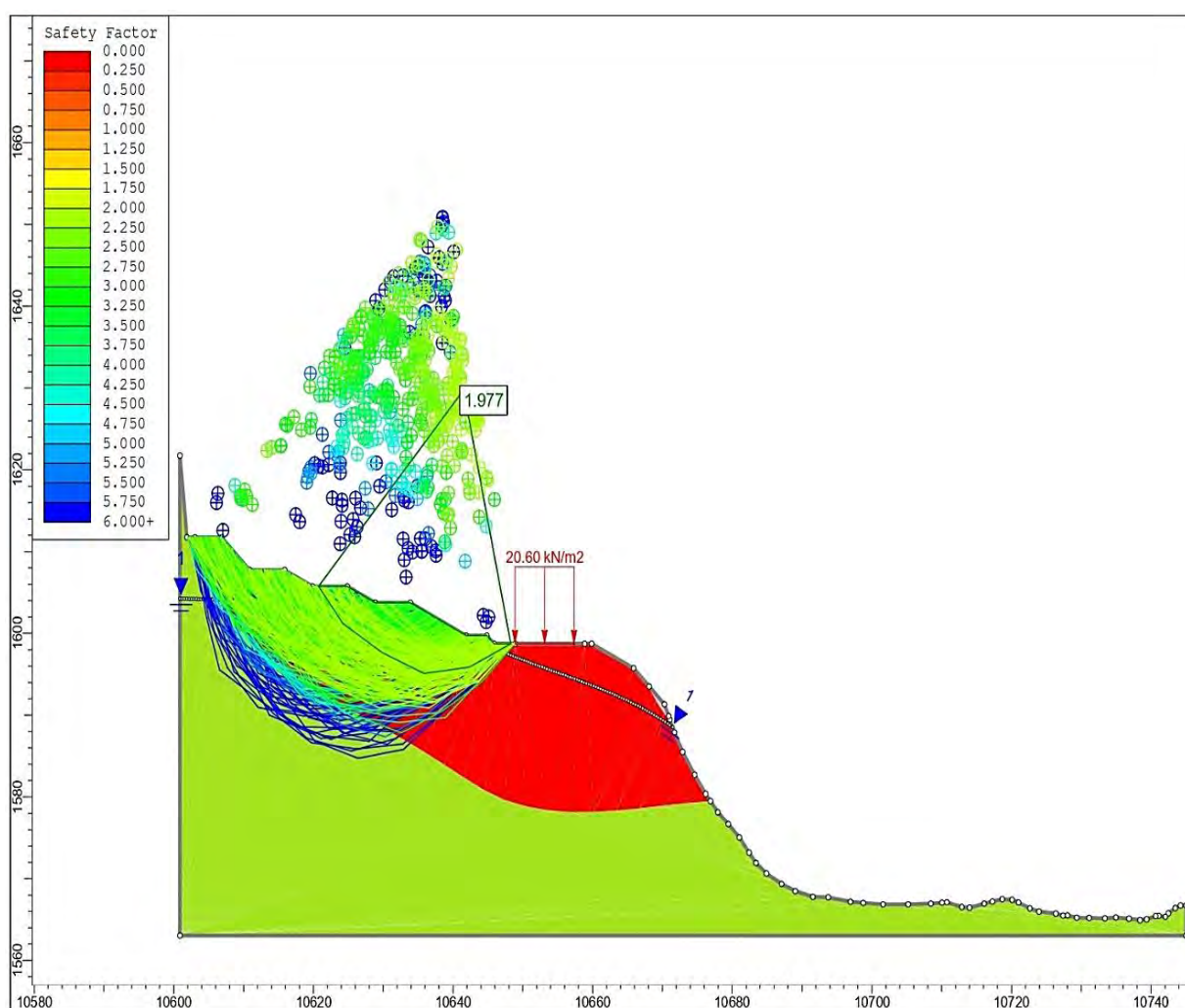
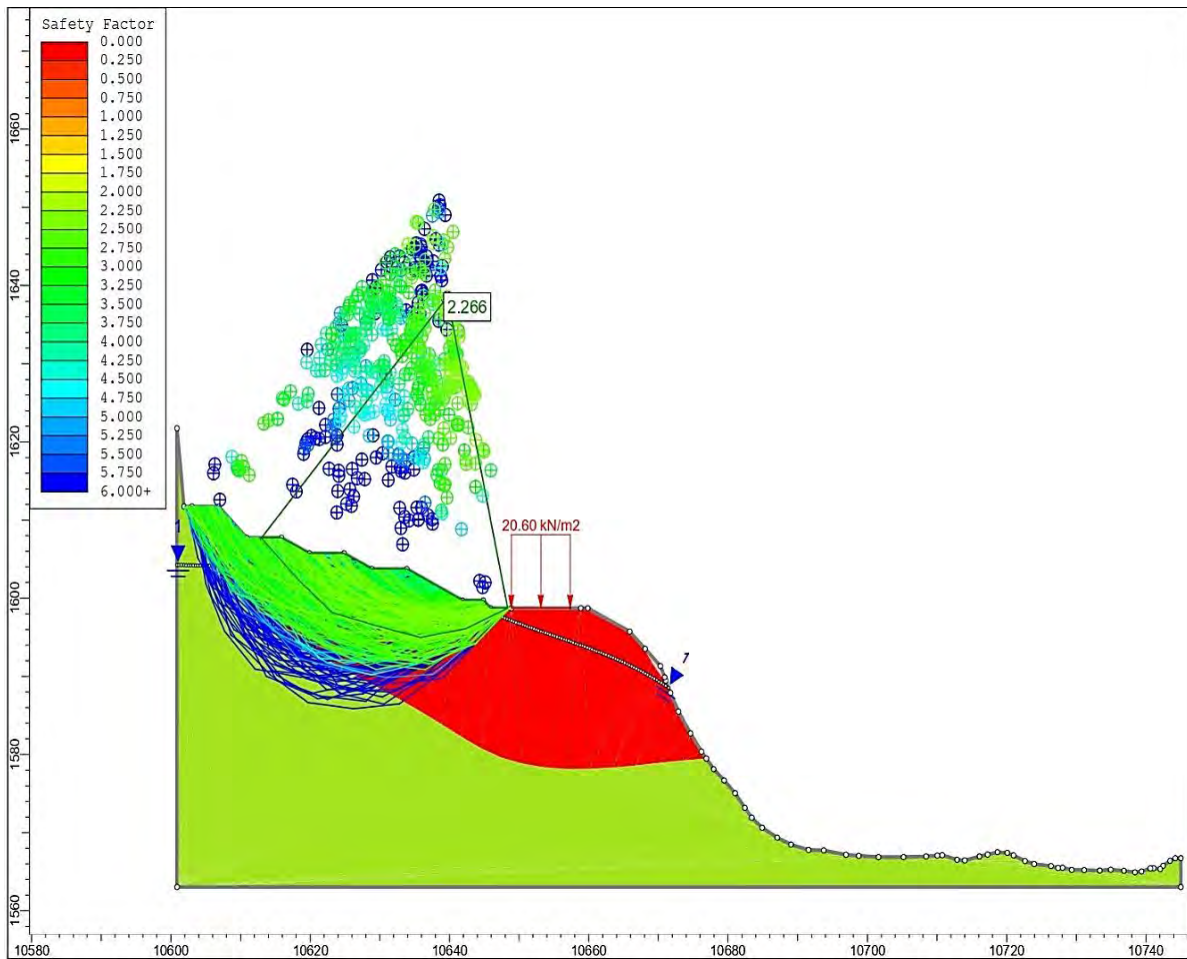


Figura 85

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Morgenstern Price



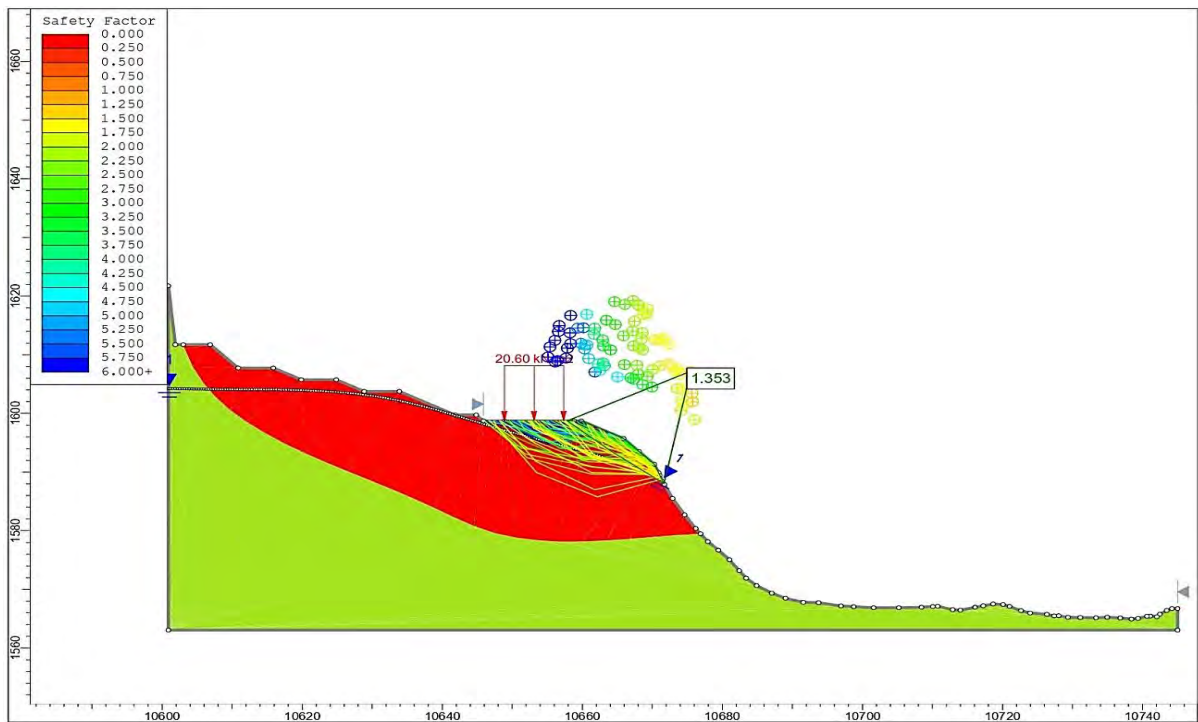
B. Talud inferior

El factor de seguridad obtenido en la Figura 86 y Figura 87 al modelar por ambos métodos cumple con el mínimo requerido, logrando alcanzar valores casi iguales: 1.353 por el método de Janbu y 1.352 por Morgenstern Price.

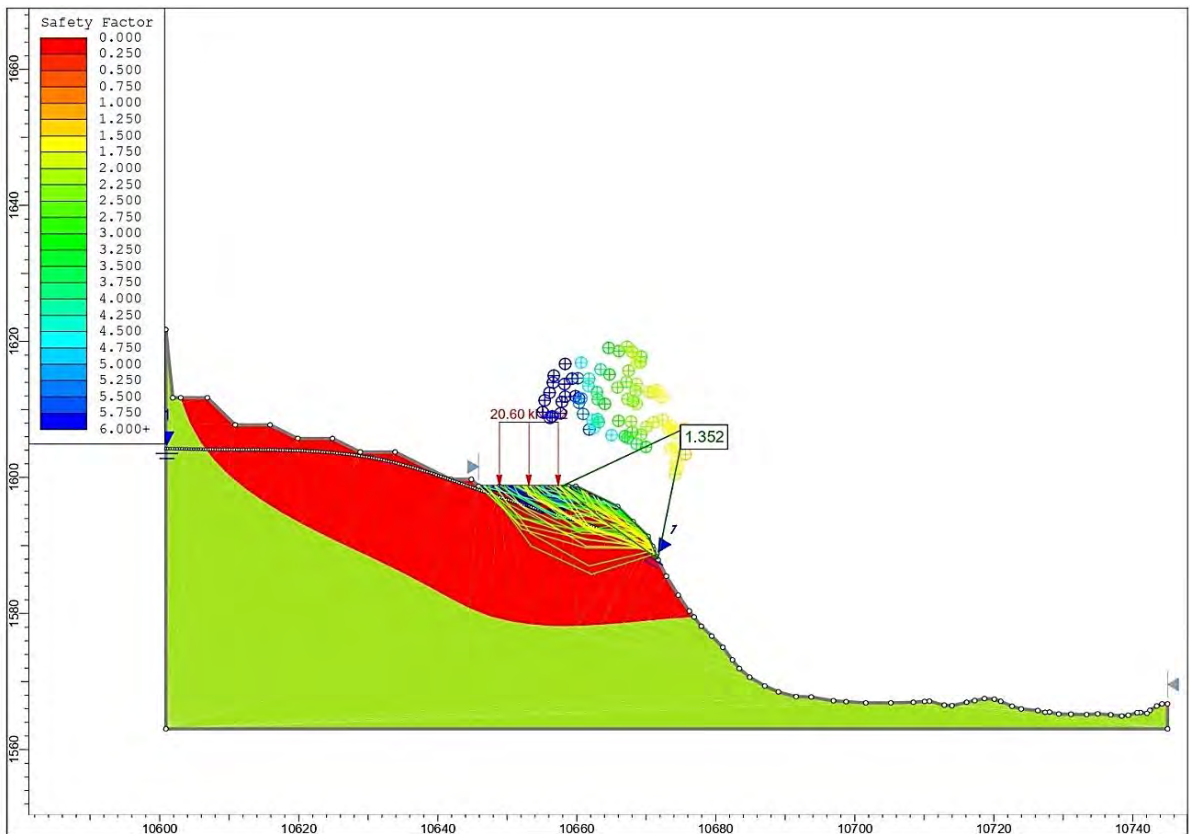
De esta manera, se comprueba que este diseño de solución es correcto, ya que se consiguió aumentar el factor de seguridad.

Figura 86

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Janbu

**Figura 87**

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Morgenstern Price



4.2.1.2 Análisis pseudoestático

A. Talud superior

La modelación realizada utilizando el método de Janbu, tal como se ilustra en la Figura 88, no alcanza el valor mínimo sugerido por la CE.020. Sin embargo, en la Figura 89 se observa que el factor de seguridad obtenido por el método de Morgenstern Price es mayor a 1.25. Por lo tanto, se puede afirmar que este diseño es correcto ya que cumple con al menos uno de los dos métodos analizados.

Figura 88

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Janbu

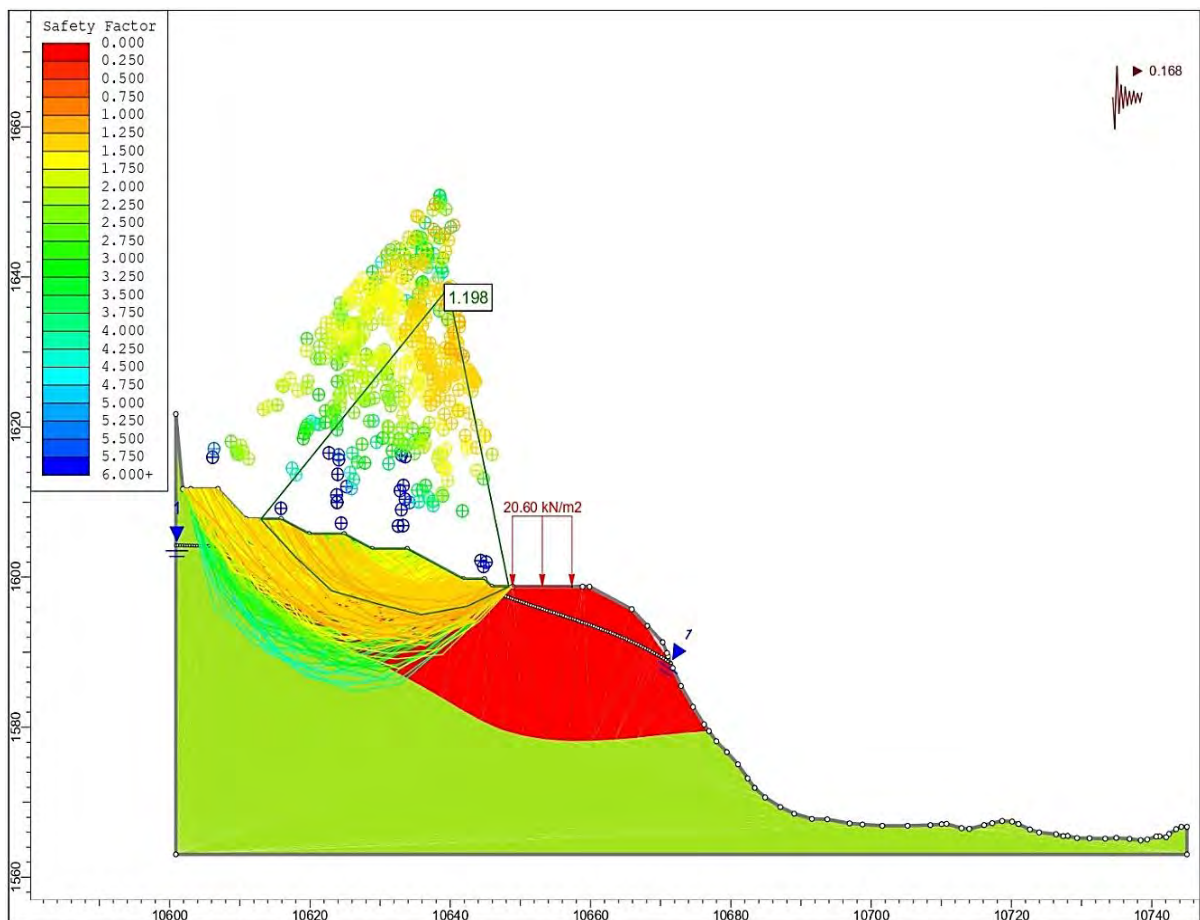
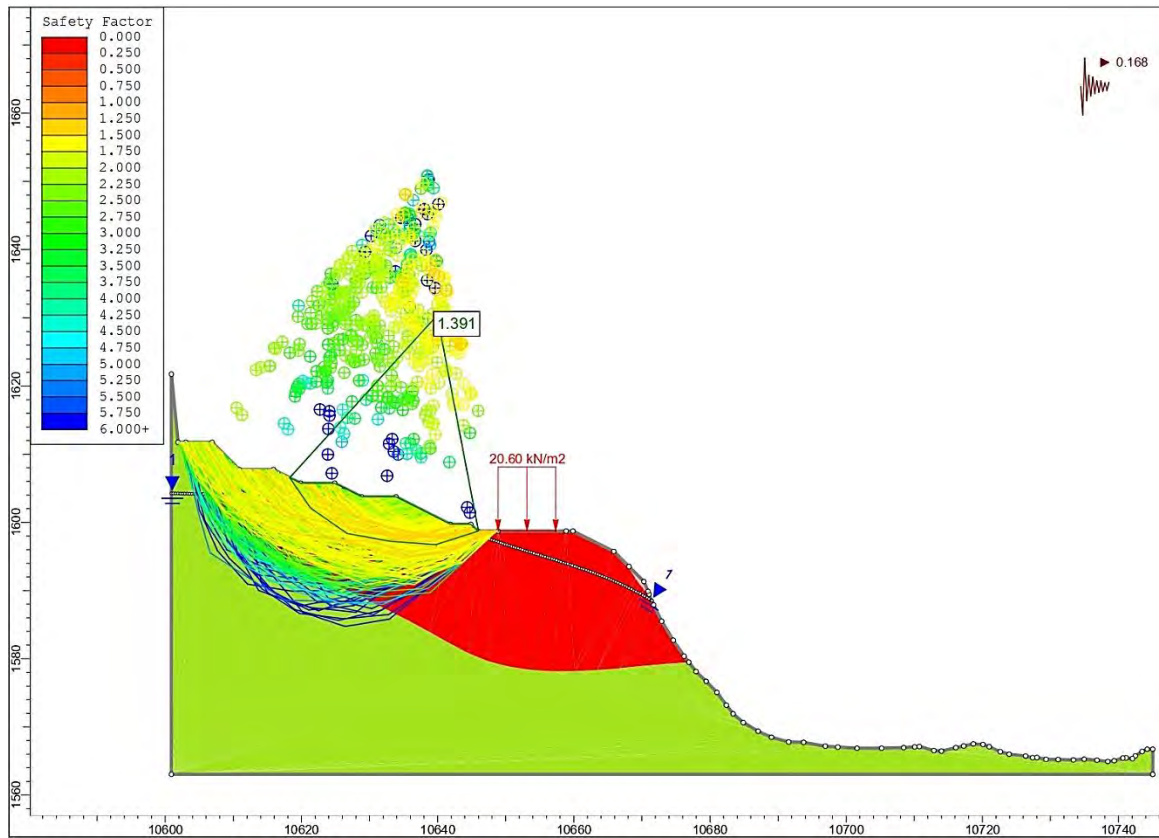


Figura 89

Análisis sección km 14+040, talud superior - Método de Morgenstern Price

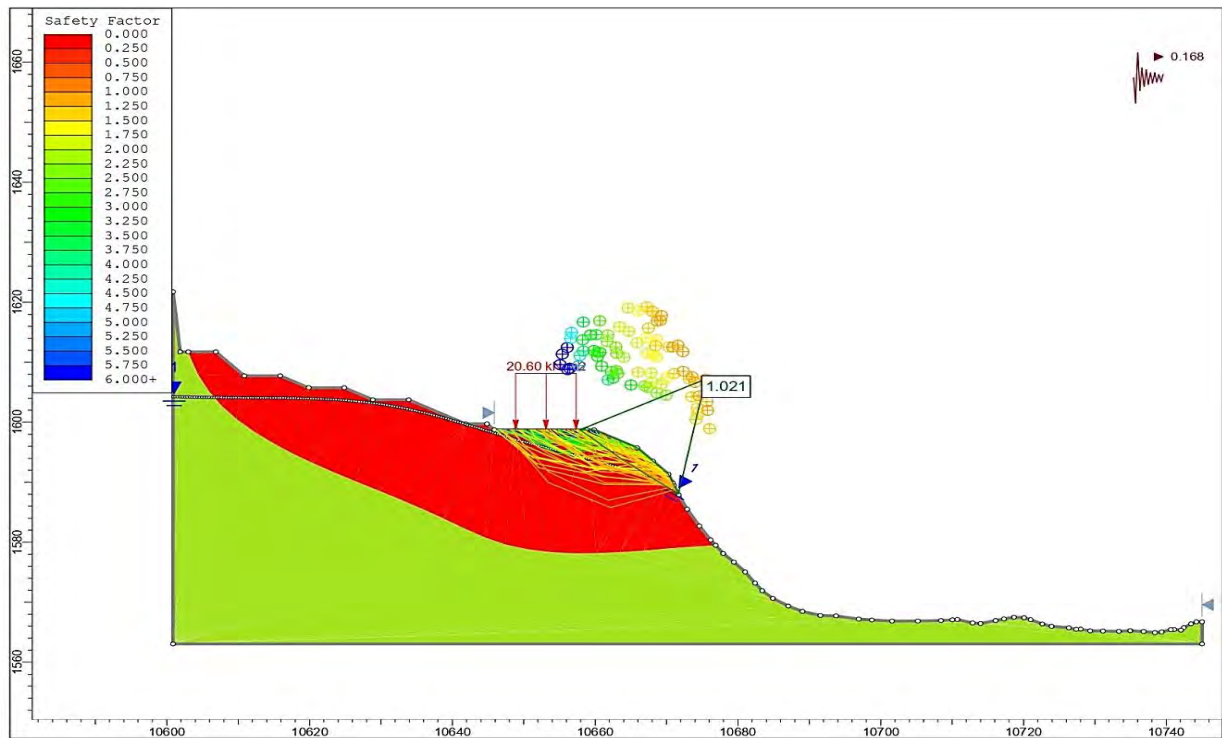


B. Talud inferior

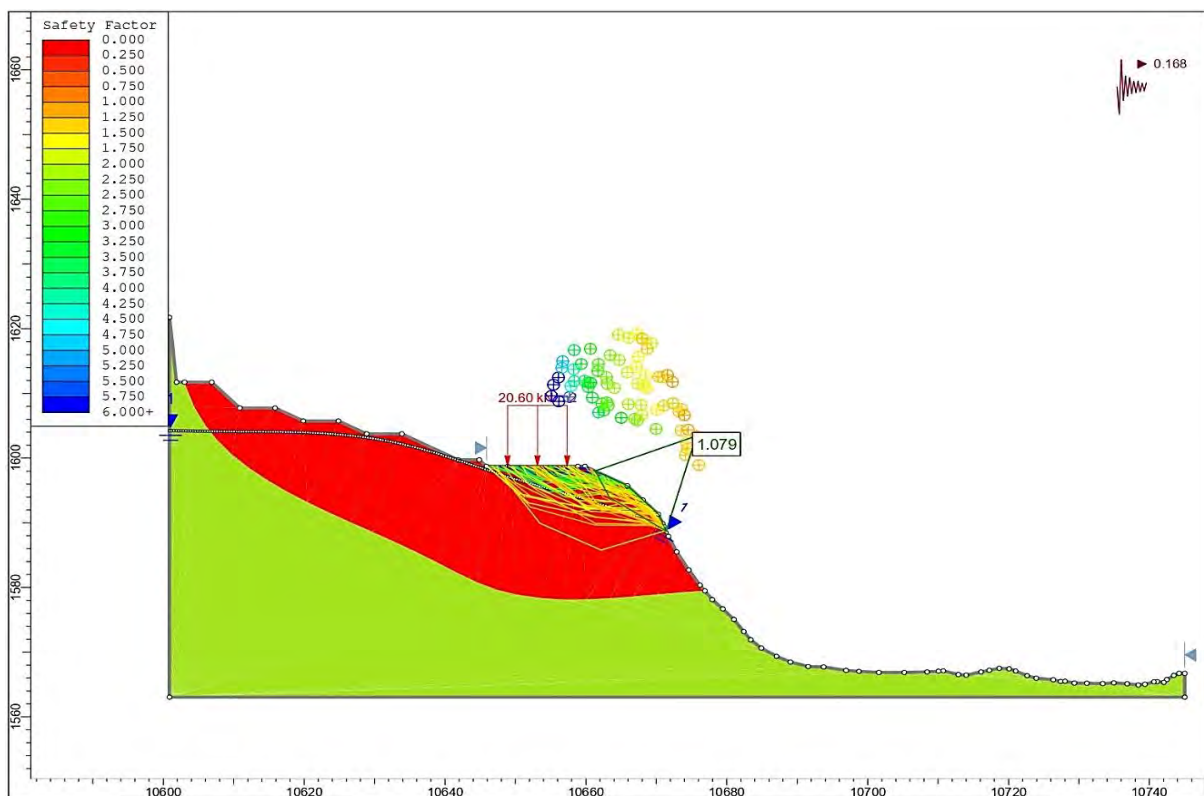
De acuerdo con la Figura 89 y Figura 90, el valor del factor de seguridad obtenido por ambos métodos es mayor a 1 pero no alcanza el valor mínimo de 1.25. No obstante, se considera aceptable este diseño debido a los resultados en el análisis, donde se observa un incremento significativo en el factor de seguridad del primer caso, aumentando de manera notable de 0.016 a 1.021.

Figura 90

Análisis sección Km 14+040, talud inferior - Método de Janbu

**Figura 91**

Análisis sección km 14+040, talud inferior - Método de Morgenstern Price



4.3 Resumen de resultados del análisis de estabilidad del talud superior e inferior – con solución propuesta

Tabla 23

Resultados del análisis de estabilidad del talud superior – situación con solución

Tramo de Análisis	Sección Representativa	Factor de seguridad			
		Janbu		Morgenstern Price	
		Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
Sector Crítico 1- Tramo 1	Sección Transversal ST-10+480	2.061	1.303	2.105	1.331
Sector Crítico 1- Tramo 2	Sección Transversal ST-11+750	2.206	1.314	2.224	1.544
Sector Crítico 2	Sección Transversal ST-14+040	1.977	1.198	2.266	1.391

Tabla 24

Resultados del análisis de estabilidad del talud inferior – situación con solución

Tramo de Análisis	Sección Representativa	Factor de seguridad			
		Janbu		Morgenstern Price	
		Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
Sector Crítico 1- Tramo 1	Sección Transversal ST-10+480	0.989	0.713	1.023	0.727
Sector Crítico 1- Tramo 2	Sección Transversal ST-11+750	1.557	1.207	1.638	1.293

Cont. Tabla 24 Resultados del análisis de estabilidad del talud inferior – situación con solución					
Sector Crítico 2	Sección Transversal ST-14+040	1.353	1.021	1.352	1.079



Tabla 25

Recopilación de datos

Sector		Sin solución				Problemas	Solución	Con solución				Conclusión
		Factor de seguridad						Factor de seguridad				
		Janbu		Morgenstern Price				Janbu		Morgenstern Price		
		Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático			Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	
Sector crítico 1 Tamo 1	Talud Superior	0.510	0.301	0.567	0.393	Factor de seguridad muy bajo. Los valores no se acercan a 1 para el caso de condiciones estáticas, por lo que puede que ocurra deslizamientos	Construcción de banquetas en el talud superior y un muro de contención para el talud inferior. Analizar la propuesta y evaluar el factor de seguridad obtenido.	2.061	1.303	2.105	1.331	El F.S cumple para ambas solicitudes
	Talud inferior	0.624	0.428	0.622	0.424			0.989	0.713	1.023	0.727	El F.S aumentó notablemente, sin embargo aún no está en el rango esperado
Sector Crítico 1 Tramo 2	Talud superior	0.482	0.283	0.482	0.499	Factor de seguridad muy bajo. Los valores no se acercan a 1 para el caso de condiciones estáticas, por lo que puede que ocurra deslizamientos	Construcción de banquetas en el talud superior e inferior. Analizar la propuesta y evaluar el factor de seguridad obtenido	2.206	1.314	2.224	1.544	El F.S cumple para ambas solicitudes
	Talud inferior	0.814	0.474	0.885	0.473			1.557	1.207	1.638	1.293	El F.S cumple con Morgenstern Price, pero se obtiene un F.S cercano para pseudoestáticas con Janbu
Sector Crítico 2	Talud superior	0.463	0.333	0.465	0.502	Factor de seguridad bajo para el talud superior y deficiente para el talud inferior. Fallará por deslizamientos	Construcción de banquetas para el talud superior y ejecutar cortes para el talud inferior. Analizar la propuesta y evaluar el factor de seguridad obtenido	1.977	1.198	2.266	1.391	El F.S cumple con Morgenstern Price, pero se obtiene un F.S cercano para pseudoestáticas con Janbu
	Talud inferior	0.750	0.016	0.707	0.209			1.353	1.021	1.352	1.079	El F.S aumentó notablemente, sin embargo aún no está en el rango esperado

Conclusiones

Este trabajo tuvo como objetivo analizar la inestabilidad de los taludes en estudio utilizando un software en dos escenarios: considerando la carga de tránsito y en presencia de eventos sísmicos. Los resultados de este análisis, realizado en cada sección transversal de los sectores críticos, mostraron que estos se encuentran en peligro de sufrir eventuales movimientos en masa, incluso en ausencia de eventos sísmicos. Además, la modelación en el software confirmó que en el estudio de factibilidad del cual se obtuvieron los datos, no se verificaron los factores de seguridad, ya que el valor más bajo obtenido fue de 0.016 para el talud inferior del sector crítico 2 en un análisis pseudoestático, lo que indica que este es un talud muy inestable.

Los resultados del análisis mostraron la necesidad de implementar métodos de mitigación para abordar la inestabilidad presente en las zonas más vulnerables a deslizamientos. En este sentido, se diseñaron, modelaron y analizaron propuestas de solución específicas tanto para el talud superior como para el inferior de los tres sectores críticos. Como conclusión, se observó que al construir bancos o banquetas en la zona del talud superior, se obtuvieron factores de seguridad que cumplían con la norma CE.020, lo que resultó en una zona altamente estable.

Rocscience Slide V 6.0 es un software que permite encontrar la superficie crítica de una sección transversal y, por consiguiente, hallar la superficie de falla con el menor factor de seguridad. Por lo tanto, este programa es indispensable en proyectos como la construcción y/o rehabilitación de carreteras, donde taludes de tierra o roca puedan ser aledaños e intervengan posibles solicitaciones sísmicas. También es importante considerarlo en proyectos de túneles o cavidades subterráneas, así como en minería. Un estudio de este tipo contribuye a una adecuada ejecución del proyecto, ya que aseguraría que, en caso de existir movimientos en masa, estos sean mínimos y no repercutan en ciudades cercanas al proyecto.

En caso de que los sectores críticos a analizar sean de considerable extensión, se recomienda estudiar específicamente los tramos que estén visiblemente afectados, es decir, las zonas más vulnerables a movimientos en masa. Por lo tanto, la prospección geofísica debe ejecutarse precisamente en esas zonas.

Es necesario conocer las características geológicas de la zona de estudio y ejecutar los ensayos necesarios para obtener los parámetros geotécnicos que se requieren para la modelación en el software, como peso unitario, cohesión y fricción, pero en los casos donde haya datos faltantes deberá estimarse según los parámetros típicos de suelo, como se ha hecho en el presente estudio.

Las posibles soluciones deben ser consideradas en conjunto con la interpretación de los factores de seguridad obtenidos, de tal manera que se pueda realizar un diseño

adecuado para aumentar el valor del factor de seguridad y lograr alcanzar el mínimo que sugiere la norma CE.020. Asimismo, se debe tener en cuenta la presencia de erosión en los taludes debido a ríos y verificar la solución adecuada para ese tipo de casos.



Referencias

- Alva, J. (1994). *Notas sobre análisis de estabilidad de taludes*. Lima. Universidad Nacional de Ingeniería. pp 54.
- Alva, J. y Castillo, J. (1993). *Peligro sísmico en el Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima. pp 9.
- Andina (17 de abril de 2008). *Por huaicos y deslizamientos declaran en emergencia 16 carreteras de Cajamarca: Huaico interrumpe tránsito en carretera*. Obtenido de <https://andina.pe/agencia/noticia-por-huaicos-y-deslizamientos-declaran-emergencia-16-carreteras-cajamarca-170667.aspx>
- Andina (15 de setiembre de 2015). *Indeci: reptación de suelo en Áncash deja 24 familias damnificadas*. Obtenido de <https://andina.pe/agencia/noticia-indeci-reptacion-suelo-ancash-deja-24-familias-damnificadas-575262.aspx>
- Araujo, A., Rumiche, R. y Torres, E. (2020). *Caracterización del departamento de Cajamarca*. Trujillo. Sucursal Trujillo del Banco Central de Reserva del Perú. pp 9.
- Aulestia, D. (2014). *Geotecnia y cimentaciones*. Ecuador. Norma Ecuatoriana de la construcción. pp 21.
- Ayala, L. (2020). *Litología y granulometría de los depósitos sedimentarios*. Explorock Soluciones Geológicas SAC. Obtenido de <https://www.explorock.com/litologia-y-granulometria-de-los-depositos-sedimentarios/>
- Bernal, I. y Tavera, H. (2020). *Estudio geofísico de los acantilados de la Costa Verde en el distrito de Magdalena del Mar*. Lima. Instituto Geofísico del Perú. pp 20.
- Cismid. (1984). *Serie de trabajos de tierra en carreteras: Manual de protección de taludes*. Tokyo, Japón. Universidad Nacional de Ingeniería. pp 4-9.
- Copons, R. y Tallada, A. (2009). *Movimientos de ladera. Enseñanza De Las Ciencias De La Tierra*. pp 3.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (4ª ed.). Cengage Learning.
- El Comercio (14 de marzo de 2017). *Carretera central bloqueada por caída de rocas en Huarochirí -Perú*. Obtenido de <https://archivo.elcomercio.pe/amp/sociedad/lima/chofer-arriesga-vida-pasajeros-al-pasar-caida-huaico-noticia-1975728>
- El Comercio (02 de marzo de 2018). *Deslizamientos de tierra en Cusco no son ocasionados por fallas geológicas*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/peru/deslizamientos-tierra-cusco-son-ocasionados-fallas-geologicas-noticia-501369-noticia/>
- El Comercio (2019a). *Sí se podrá construir en la Costa Verde si los estudios lo avalan*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/lima/obras/costa-verde-si-se-podra-construir-en->

acantilados-si-los-estudios-lo-avalan-municipalidad-de-lima-jorge-munoz-miraflores-magdalena-san-isidro-noticia/

El Comercio (2019b). *SJL: nuevos hundimientos en pistas tras inundación por agua residual*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/lima/sucesos/san-juan-lurigancho-nuevos-hundimientos-pistas-inundacion-agua-residual-fotos-noticia-597518-noticia/>

El Peruano (2012). *CE.020 Estabilización de suelos y taludes*. (Normas legales, 478250). Lima.

El Peruano (2018a). *E.050 Suelos y cimentaciones*. (Normas legales). Lima. Instituto de la construcción y gerencia.

El Peruano (2018b). *Ley N° 30798*. (Normas Legales). Lima. Obtenido de <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales/ley-que-declara-de-necesidad-publica-e-interes-nacional-la-r-ley-n-30798-1662417-1/>

El Universo (25 de mayo de 2020). *Erosión del río Coca amenaza complejo de obras estratégico*. Obtenido de <https://www.eluniverso.com/noticias/2020/05/25/nota/7850742/erosion-rio-coca-amenaza-complejo-obras-estrategico/>

Escobar, C. y Duque-Escobar, G. (2020). *Geotecnia para el trópico andino*. Colombia. Universidad Nacional de Colombia. Obtenido de <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/57334>

Estrada, V. y Soberanis, J. (2014). *Estabilidad de taludes en suelos*. Universidad Nacional Autónoma de México, Nezahualcóyotl, Edo. de México. pp.96.

Exitosa Noticias(12 de marzo de 2019). *Huánuco: Diez desaparecidos por huaicos en Carretera Central*. Obtenido de <https://exitosanoticias.pe/v1/huanuco-diez-desaparecidos-por-huaicos-en-carretera-central/>

Fernández, W., Villalobos, S. y King, R. (2018). Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuesto. *Revista Ingeniería De Construcción*, 33(1), 5–14. Obtenido de <https://doi.org/10.4067/S0718-50732018000100005>

GEMMA (2007). Movimientos en masa en la región andina: Una guía para la evaluación de amenazas. *Publicación Geológica Multinacional*, 1(4), 30–146.

Gonzáles de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. y González de Vallejo, L. I. (2003). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación S.A.

Google Earth. (2021). *Google Earth Pro* [Software de computación]. Google. <https://www.google.com/maps/@-6.6120945,-79.1739997,31589m/data=!3m1!1e3!5m2!1e2!1e4?hl=es-419>

Google Earth. (2022). *Google Earth Pro* [Software de computación]. Google.

- Highland, L. y Bobrowsky, P. (2008). *Manual de derrumbes: Una guía para entender todo sobre los derrumbes*. Reston, Virginia. Circular 1325 del Sistema Geológico de los EUA, 129 p.
- Hoek, E. y Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering* (3ª ed.). London. pp 111.
- Hoek, E. y Brown, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186.
- Hynes-Griffin, M. y Franklin, A. (1984). *Rationalizing the Seismic Coefficient Method*. Washington, DC. Obtenido de <https://typeset.io/papers/rationalizing-the-seismic-coefficient-method-3rwr196s0z>
- ICC. (2002). *International building code 2003* (5. printing). International Code Council. pp 322.
- IGP. (2014). *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú: Proyecto en Cooperación con el Banco Mundial*. Lima. pp 29.
- INDECI (Ed.). (2019). *Compendio estadístico del INDECI 2019: En la preparación, respuesta y rehabilitación de la GRD*. 122 p.
- INDECOPI (2001). *NTP 339.162: SUELOS. Guía estándar para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción*. Lima.
- INGEMMET (2011). Informe Técnico N° A6532. *Evaluación Geológica-Geotécnica: Caída De Rocas En El Asentamiento Humano Inty Llacta. Distrito Chorrillos, Provincia Región Lima*. pp 5.
- Ingenia Asociados S.R.L. (2017a). *Estudio de factibilidad del proyecto "Rehabilitación y construcción de la carretera Puente Cumbil - Santa Cruz de Succhabamba - Chancay Baños - EMP. Ruta PE - 3N (Túnel Chotano)". Volumen III - Estudios básicos: Geología y geotecnia: I.*
- Ingenia Asociados S.R.L. (2017b). *Estudio de factibilidad del proyecto "Rehabilitación y construcción de la carretera Puente Cumbil - Santa Cruz de Succhabamba - Chancay Baños - EMP. Ruta PE - 3N (Túnel Chotano)". Volumen III - Estudios básicos: Geología y geotecnia: II.*
- INGEOMIN (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513 - 1974). *Serie C. Geodinámica e Ingeniería Geológica, Boletín*(3). 134 p.
- ISEM (30 de mayo de 2018). *Fallas que afectan la estabilidad de taludes. Seguridad Minera*. Obtenido de <https://www.revistaseguridadminera.com/operaciones-mineras/fallas-que-afectan-la-estabilidad-de-taludes/>
- ISRM. (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Method*. Pergamon Press. Oxford, UK.

- León, A. y González, J. (2013). *Análisis cuantitativo de la estabilidad en taludes y laderas*. Tesis [Licenciado en Ingeniería Civil]. Universidad de las Californias Internacional, Tijuana.
- Medina, Y. y Cartaya, M. (2018). Uso del software Slide para el análisis del comportamiento sísmico de taludes. *Ciencia & Futuro*, 8(2).
- Mendoza, J. (2016). *Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay*. Tesis [Licenciado en Ingeniería Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Morales, D. (2000). *Análisis y diseño de taludes mediante métodos computacionales* Tesis [Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería de Minas]. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- MTC. (2014). *Manual de carreteras: Diseño geométrico*.
- MTC. (2018a). *Glosario de Términos: De uso frecuente en proyectos de infraestructura vial*.
- MTC. (2018b). *Manual de carreteras: Diseño geométrico*.
- MTC. (2019). *Términos de referencia: Estudio definitivo del proyecto "Rehabilitación y construcción de la carretera Puente El Cumbil - Santa Cruz de Succhabamba - Chancay Baños - EMP. Ruta PE - 3N (Túnel Chotano)"*.
- MTC (2020). *MTC inició estudio definitivo para la rehabilitación y construcción de la carretera Puente Cumbil - Santa Cruz -Túnel Chotano en Cajamarca*. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/mtc/noticias/313333-mtc-inicio-estudio-definitivo-para-la-rehabilitacion-y-construccion-de-la-carretera-puente-cumbil-santa-cruz-tunel-chotano-en-cajamarca>
- Pérez de Ágreda, E. (2005). *Estabilidad de taludes*. Catalunya. Universitat Politècnica de Catalunya. Pere Prat.
- Prensa Congreso (15 de marzo de 2019). *Destacan importancia de Carretera Puente Cumbil - Lajas*. *El Heraldo*. Obtenido de <https://www2.congreso.gob.pe/Sicr/Prensa/heraldo.nsf/CNtitulares2/974f18f1fbb95711052580e40059fb77/?OpenDocument>
- Rivera, M., Piedra, R. y Paripanca, Y. (2016). Ensayos geofísicos de refracción sísmica y de medición de ondas de corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. *Civilizate*(8). 6 p.
- Rocscience (2016). A guide to search Methods in Slide 7.0. *RocNews Spring*.
- Rocscience. (2020). *Slide 2 User guide: Groundwater Method: Project Settings*. Obtenido de <https://www.rocscience.com/help/slide2/documentation/slide-model/project-settings/groundwater/groundwater-method>

- Ros, J. (2008). *Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek & Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos*. Catalunya. Universitat Politècnica de Catalunya.
- RPP Noticias (24 de setiembre de 2018). *Obra de construcción provocó derrumbe en un estacionamiento en Surco*. Obtenido de <https://rpp.pe/lima/accidentes/video-obra-de-construccion-provoco-derrumbe-dentro-de-un-condominio-en-surco-noticia-1152049>
- SGP. (2018). *Peligro sísmico: Geonoticias | Perú, un país altamente sísmico*. Lima. IGP. Obtenido de <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Sigt S.A. Ingenieros Consultores. (2018). *Estudio de preinversión a nivel de perfil para la elaboración para la elaboración del proyecto de mejoramiento de la carretera Huallanca - Dv. Antamina (Incl. Vía de evitamiento)*. Lima.
- Skempton, A. W. (1970). First-Time Slides in Over-Consolidated Clays. *Géotechnique*, 20(3), 320–324. Obtenido de <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.3.320>
- Suarez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander.
- Suarez, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis geotécnico*. 582 p.
- Valiente, R., Sobrecases, S. y Díaz, A. (2015). Estabilidad de Taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Civilizate*(7).
- Wyllie, D. C., Mah, C. W. y Hoek, E. (2004). *Rock slope engineering: Civil and mining* (4ª ed.). SponPress.

Anexos



Anexo A Evaluación geotécnica

Anexo A.1 Resultados líneas sísmicas

Anexo A.1.1 Resultados línea sísmica 01 - longitudinal km 10+432 - km 10+588 en el sector crítico 1

Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-01	1	391.00	0.57-2.00	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	750.00	12.03-14.30	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo arena, limosa, con presencia de bloques y cantos.
	3	1924.00	10.10-11.39	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base o por roca volcánica (tobas) moderadamente fracturada.

Anexo A.1.2 Resultados línea sísmica 02 - longitudinal km 10+432 – km 10+588 en el sector crítico 1

Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-02	1	300.00	0.005-0.85	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	665.00	4.99-11.07	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	1762.00	13.56-19.69	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base o por roca volcánica (tobas) moderadamente fracturada.

Anexo A.1.3 Resultados línea sísmica 03 - transversal km 10+432 – km 10+588 en el sector crítico 1

Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-03	1	347.00	0.00-4.58	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	623.00	6.24-10.60	constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	1679.00	13.51-18.26	Constituido por suelos moderadamente compactos a compactos, sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base o por roca volcánica (tobas) moderadamente fracturada.

Anexo A.1.4 Resultados línea sísmica 01- transversal km 11+738 – km 11+845 en el sector crítico 1

Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-01	1	300.00	0.00-0.85	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	864.00	3.82-7.86	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	2094.00	16.73-21.17	Constituido por suelos moderadamente compactos a compactos, sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base.

Anexo A.1.5 Resultados línea sísmica 02 - longitudinal km 11+738 – km 11+845 en el sector crítico 1

Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-02	1	300.00	0.06-2.09	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	805.00	5.56-9.08	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	2068.00	15.60-17.68	Constituido por suelos moderadamente compactos a compactos, sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base.

Anexo A.1.6 Resultados línea sísmica 03 - longitudinal km 11+738 – km 11+845 en el sector crítico 1

Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-03	1	345.00	0.68-3.19	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	762.00	5.71-0.83	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	1978.00	15.26-16.70	Constituido por suelos moderadamente compactos a compactos, sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base.

Anexo A.1.7 Resultados línea sísmica 01 - longitudinal km 13+968 – km 14+072 en el sector crítico 2

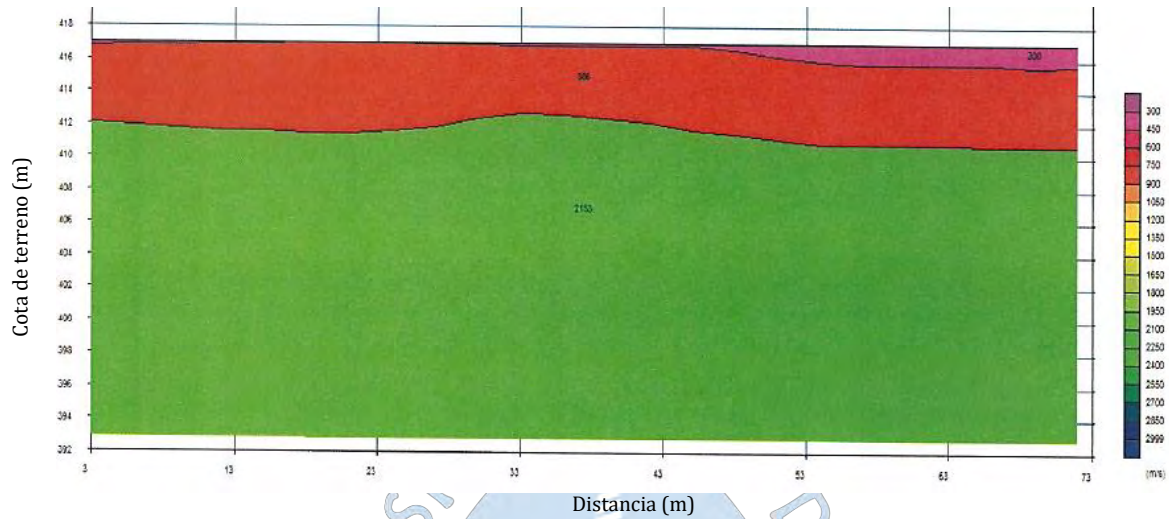
Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-01	1	387.00	0.27-2.37	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	509.00	4.75-13.01	Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	1609.00	10.59-19.86	Constituido por suelos moderadamente compactos a compactos, sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base.

Anexo A.1.8 Resultados línea sísmica 02 - longitudinal km 13+968 – km 14+072 en el sector crítico 2

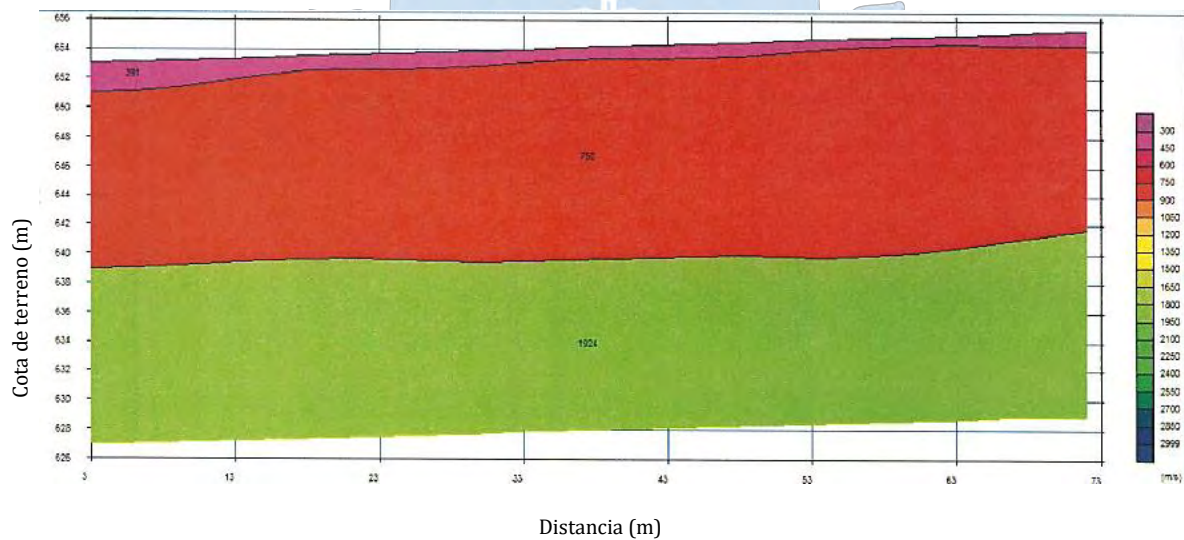
Línea de refracción	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS-02	1	300.00	0.28-1.32	Depósito de cobertura conformado por suelos con algo de contenido de materia orgánica, sustentados en una matriz, areno arcillosa, de baja a moderada compacidad.
	2	564.00	7.68-11.94	Estaría Constituido por suelos moderadamente compactados sustentados en una matriz gravo areno limosa, con presencia de bloques y cantos
	3	1563.00	12.39-16.15	Constituido por suelos moderadamente compactos a compactos, sustentadas en una matriz gravo areno limosa, sustentando fragmentos de gravas y bloques en su base.

Anexo A.2 Perfiles sísmicos

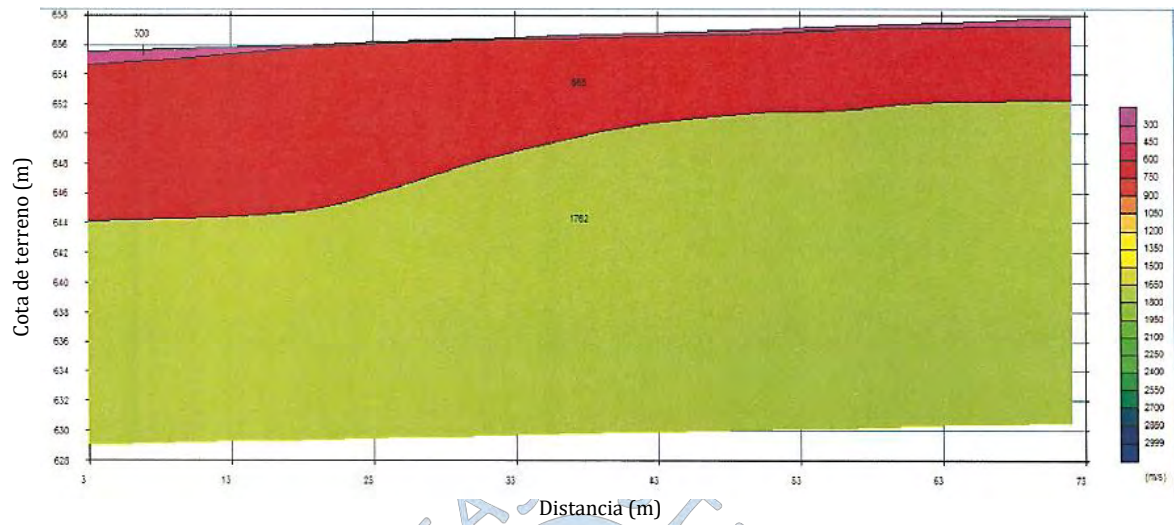
Anexo A.2.1 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 01 – transversal km 10+432 – 10+588 en el sector crítico 1



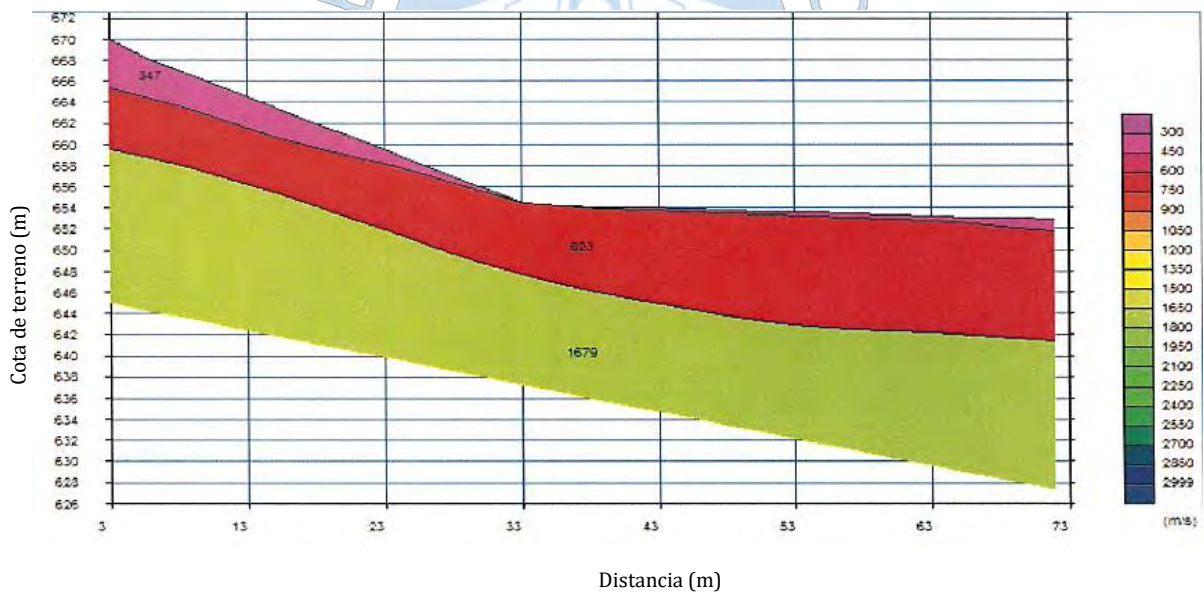
Anexo A.2.2 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 02 – transversal km 10+432 – 10+588 en el sector crítico 1



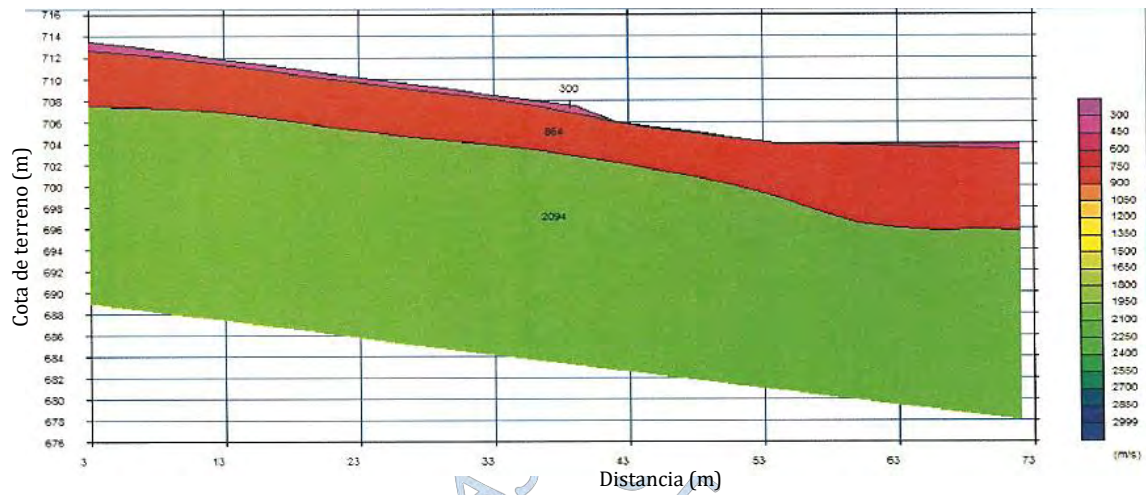
Anexo A.2.3 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 03 – transversal km 10+432 – 10+588 en el sector crítico 1



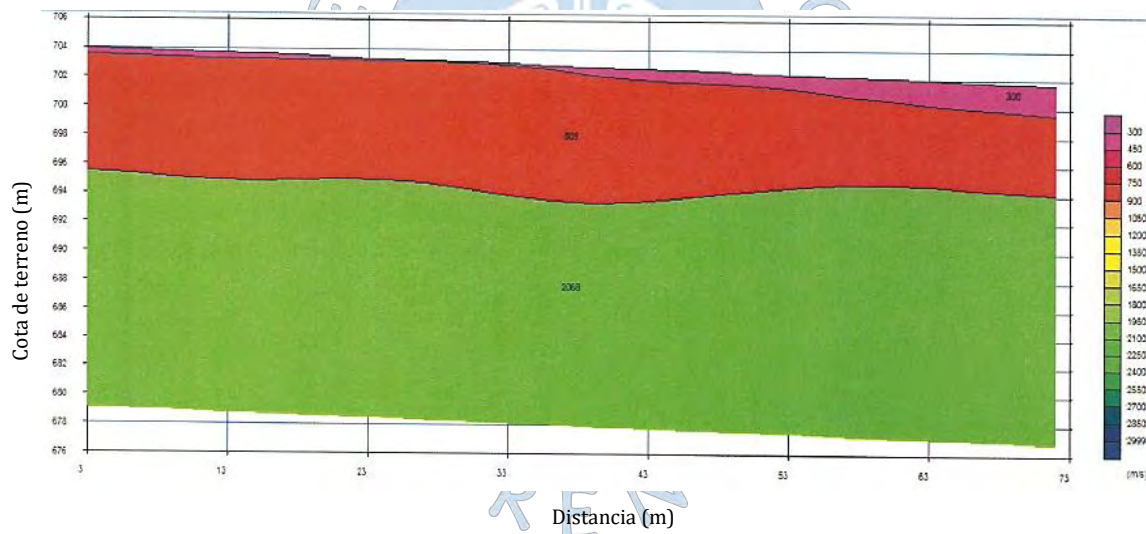
Anexo A.2.4 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 01 – transversal km 11+738 – 11+845 en el sector crítico 1



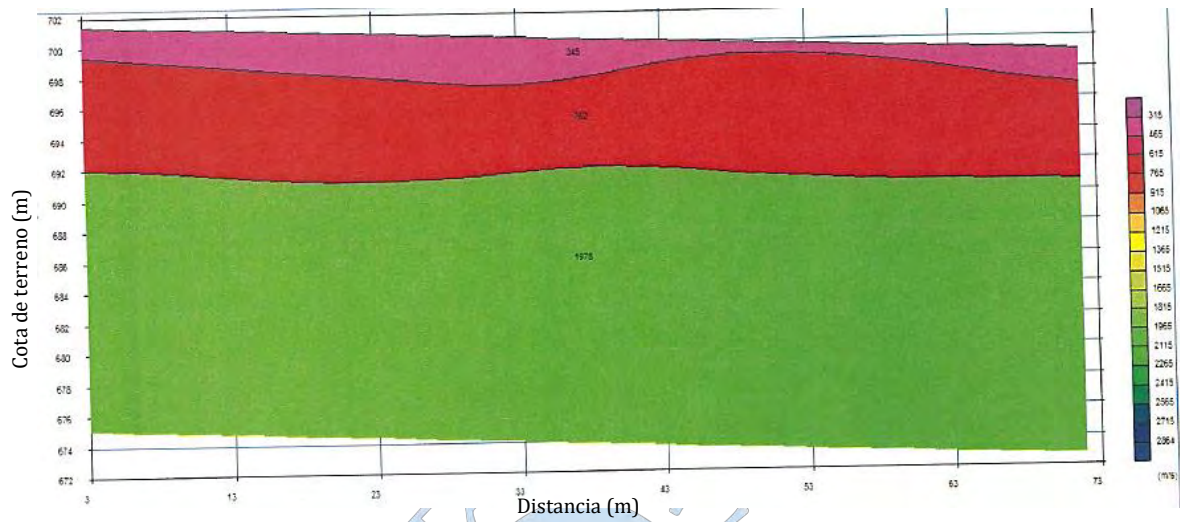
Anexo A.2.5 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 02 - transversal km 11+738-11+845 en el sector crítico 1



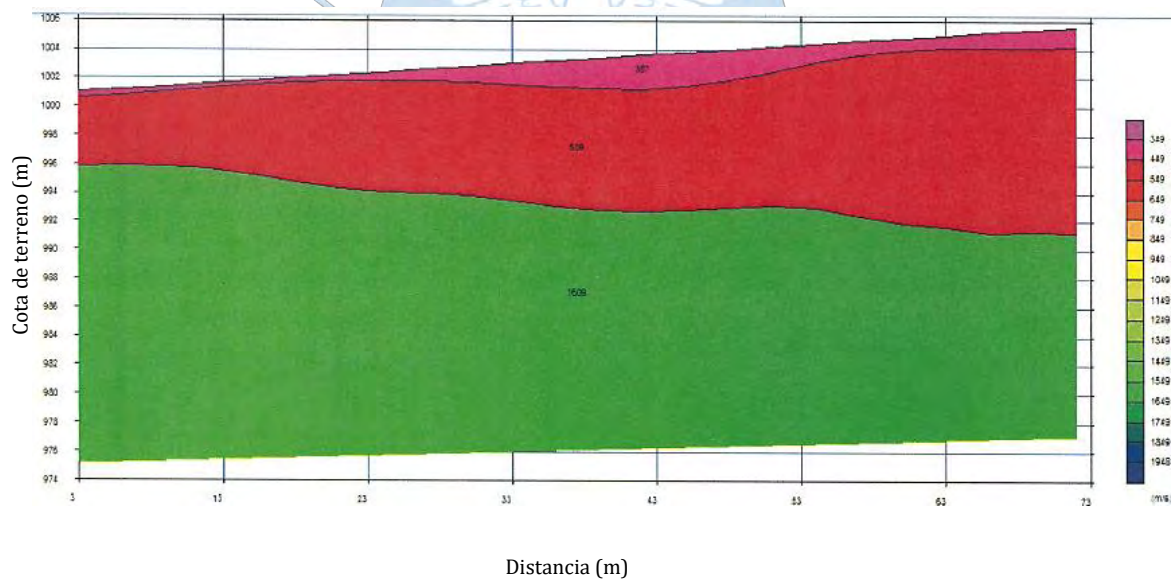
Anexo A.2.6 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 03 - transversal km 11+738-11+845 en el sector crítico 1



Anexo A.2.7 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 01 - transversal km 13+968-14+072 en el sector crítico 2



Anexo A.2.8 Perfil sísmico correspondiente a línea sísmica 02 - transversal km 13+968-14+072 en el sector crítico 2



Anexo A.3 Ejecución de líneas sísmicas

Anexo A.3.1 Fotografía realización de línea sísmica 01 – longitudinal km 10+432-10+558 en el sector crítico 1



Anexo A.3.2 Fotografía realización de línea sísmica 02 – longitudinal km 10+432-10+558 en el sector crítico 1



Anexo A.3.3 Fotografía realización de línea sísmica 01 – longitudinal km 11+738-11+845 en el sector crítico 1



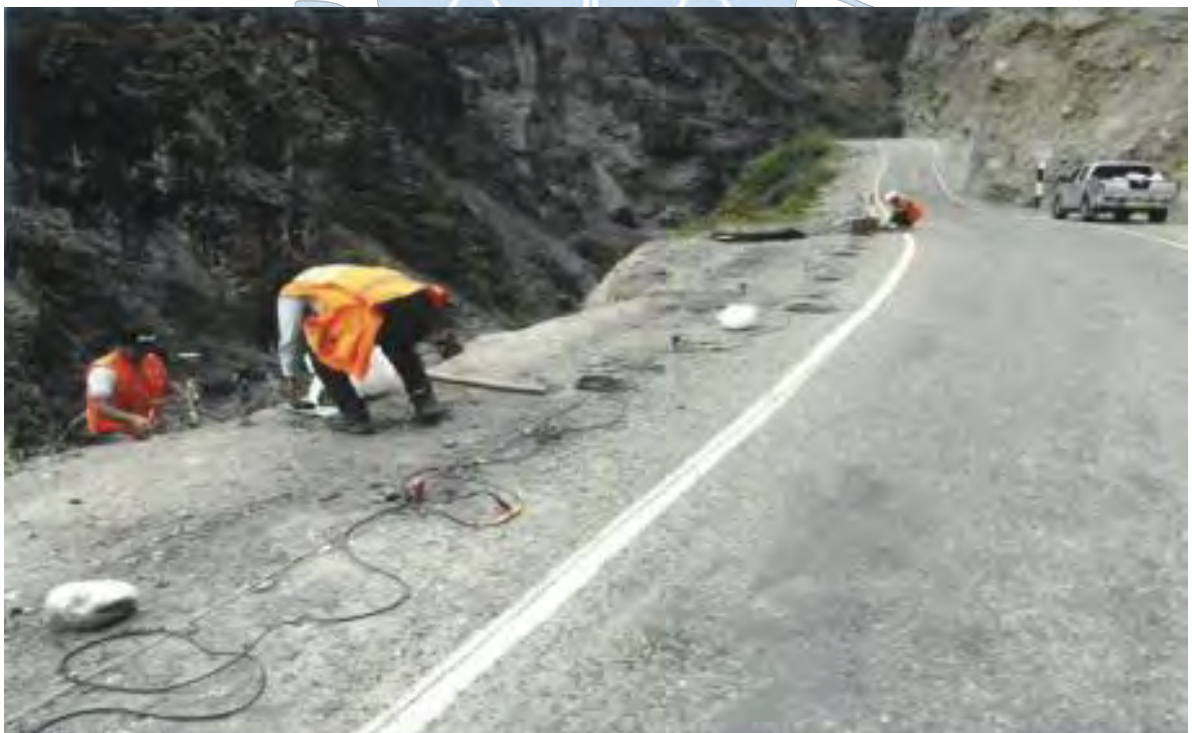
Anexo A.3.4 Fotografía realización de línea sísmica 02 – longitudinal km 11+738-11+845 en el sector crítico 1



Anexo A.3.5 Fotografía realización de línea sísmica 03 – longitudinal km 11+738-11+845 en el sector crítico 1



Anexo A.3.6 Fotografía realización de línea sísmica 01 – longitudinal km 13+968- Km 14+072 en el sector crítico 2



Anexo A.3.7 Fotografía realización de línea sísmica 02 – longitudinal km 13+968 – Km 14+072 en el sector crítico 2



Anexo B Clasificación de los materiales para los sectores críticos

Sector crítico	Progresiva (km)		Clasificación de materiales			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas	Características geológicas locales
	Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Superficie	
Sector crítico km (10+325 – 12+550)	10+325	10+410	55	30	15	Depósito aluvional sobre roca volcánica	Laderas	Suelos conformados por arenas, limos y en menor cantidad arcillas, sosteniendo bolones de naturaleza volcánica sobre afloramiento de rocas andesitas
	10+410	10+510	80	20	0	Depósito aluvional	Laderas	Conformado por arenas, limos y arcillas con gravas y bloques
	10+510	10+610	70	40	20	Depósito aluvional sobre roca volcánica	Laderas	Suelos conformados por arenas, limos y en menor cantidad arcillas, sosteniendo gravas y bloques de naturaleza volcánica sobre afloramiento de rocas andesitas
	10+610	10+705	70	20	10			
	10+705	10+800	40	40	20			
	10+800	10+910	80	10	10			
	10+910	11+010	70	20	10			
	11+010	11+110	85	10	5	Depósito aluvional	Laderas	Suelos consolidados formados por arenas y limos con algo de arcillas, sustentado gravas de naturaleza volcánica, tipo andesita
	11+110	11+210	75	15	10			
	11+210	11+295	80	10	10			
	11+295	11+395	70	10	20			
	11+395	11+500	60	20	20			
	11+500	11+600	70	20	10			
	11+600	11+700	85	10	5			
	11+700	11+800	75	15	10	Depósito aluvional	Laderas	Materiales de gravas, arenas y limos con algo de arcillas, sustentando bloques y bolones de naturaleza volcánica sobre afloramientos de rocas masivas, tipo andesitas
	11+800	11+900	80	10	10			
	11+900	12+000	70	10	20			
	12+000	12+100	60	20	20	Depósito aluvional	Laderas	Suelos no consolidados formados por arenas y limos con algo de arcillas, sustentando gravas de naturaleza volcánica, tipo andesitas
	12+100	12+200	70	20	10	Depósito aluvional	Laderas	Materiales de gravas, arenas y limos con algo de arcillas, sustentando bloques y bolones de naturaleza volcánica sobre afloramiento de rocas masivas, tipo andesitas
	12+200	12+300	60	20	20	Depósito aluvional	Laderas	Suelos no consolidados formados por arenas y limos con algo de arcillas, sustentando gravas de naturaleza volcánica, tipo andesitas
	12+300	12+400	70	20	10	Depósito aluvional	Laderas	Suelos no consolidados formados por arenas y limos con algo de arcillas, sustentando gravas de naturaleza volcánica, tipo andesitas

Cont. Anexo B Clasificación de los materiales para los sectores críticos

Sector crítico	Progresiva (km)		Clasificación de materiales			Unidades estratigráficas	Unidades geomorfológicas	Características geológicas locales
	Inicio	Final	MS	RS	RF	Roca/Suelo	Superficie	
Sector crítico km (10+325 – 12+550)	12+400	12+450	70	20	10	Depósito aluvional	Laderas	Materiales de gravas, arenas y limos con algo de arcillas, sustentando bloques y bolones de naturaleza volcánica sobre afloramiento de rocas masivas, tipo andesitas
	12+450	12+500	60	20	20	Depósito aluvional sobre roca volcánica	Laderas	
	12+500	12+550	50	30	20	Depósito aluvional sobre roca volcánica	Laderas	Afloramientos de rocas masivas tipo andesitas cubierto por estratos delgados de materiales de gravas, arenas y limos con algo de arcillas, sustentando bloques y bolones de naturaleza volcánica
Sector crítico km (14+095 – 14+210)	14+095	14+100	60	20	20	Depósito aluvional	Laderas	Materiales de gravas, arenas y limos con algo de arcillas, sustentando bloques de naturaleza volcánica sobre afloramientos de rocas masivas, tipo andesitas
	14+100	14+200	80	20	0	Depósito aluvional	Laderas	Suelos no consolidados formados por arenas y limos con algo de arcillas, sustentando gravas de naturaleza volcánica, tipo andesitas
	14+200	14+210	90	10	0	Depósito aluvional	Laderas	

MS: Material Sueto, RS: Roca Suelta, RF: Roca Fija

Anexo C Parámetros geotécnicos

Anexo C.1 Valores típicos de peso unitario, ángulo de fricción y cohesión de suelos y rocas

Descripción		Peso unitario (Saturado/seco)	Angulo de fricción Φ (°)	Cohesión (kPa)
Tipo	Material			
Sin cohesión	Arena suelta, tamaño de grano uniforme	19/14	28-34	-
	Arena densa, tamaño de grano uniforme	22/17	32-40	-
	Arena suelta, diferentes tamaños de grano	20/16	34-40	-
	Arena densa, diferentes tamaños de grano	21/18	38-46	-
	Arena y grava, tamaño de grano uniforme	22/20	34-37	-
	Arena y grava, mezcla de tamaños	19/17	48-45	-
	Roca fracturada o volada: Basalto	22/17	40-50	-
	Roca fracturada o volada: Granito	20/17	45-50	-
	Roca fracturada o volada: Limonita	19/16	35-40	-
	Roca fracturada o volada: Arenisca	17/13	35-45	-
	Roca fracturada o volada: Lulitas	20/16	30-35	-
Cohesivos	Montmorillonita (bentonita blanda)	13/16	7-13	10-20
	Arcilla orgánica muy blanda	14/6	12-16	10-30
	Arcilla blanda, ligeramente orgánica	16/10	22-27	20-50
	Arcilla glaciár blanda	17/12	27-32	30-70
	Arcilla Glaciár rígida	20/17	30-32	70-150
	Rocas Ígneas duras:			
	Granito, basalto, pórfidos	25 a 30	35-45	35000- 55000
	Rocas Metamórficas:			
	Cuarcita, gneis, pizarras	25 a 28	30-40	20000- 40000
	Rocas Sedimentarias duras:			
	Limolitas, dolomita, arenisca	23 a 28	34-45	10000- 30000
	Rocas Sedimentarias blancas:			
	Arenisca, carbón, lutita	17 a 23	25-35	1000- 20000

Fuente: Hoek y Bray (1981).

Anexo C.2 Aproximación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de los índices de campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	<0,025
S2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,025-0,05
S3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05-0,1
S4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,1-0,25
S5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,5
S6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	>0,5
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-1,0
R1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1,0-5,0
R2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5,0-25
R3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50-100
R5	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100-250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquirlas.	>250

Fuente: ISRM (1981).

Anexo C.3 Valores de la constante de “m” para la matriz porosa

Tipo de roca y valor de la constante “m”				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza aspártica	(10)	Anhidrita	13
Ígneas	Mármol	9	Gneiss	33
	Cuarcita	24	Esquisto	4-8
	Migmatita	(30)	Filita	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra	9
	Milonita	(6)		
	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Fuente: Hoek y Brown (1997).

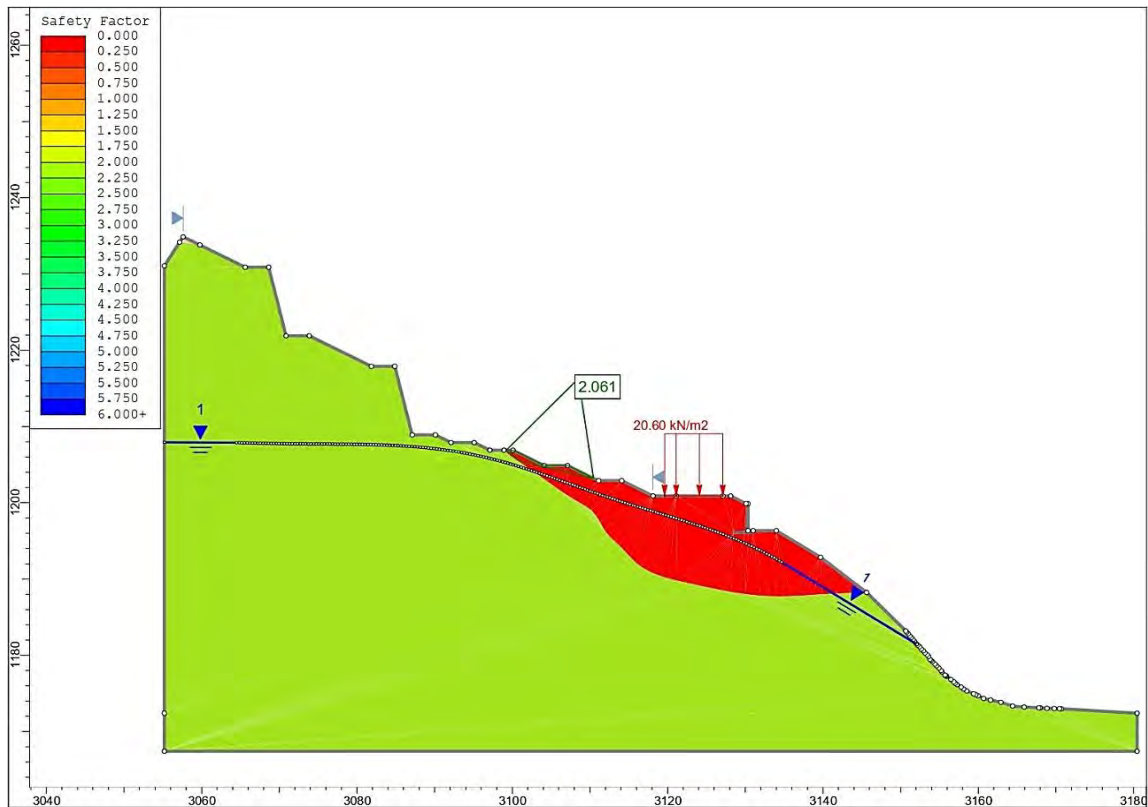
Anexo D Análisis de estabilidad con soluciones propuestas

Anexo D.1 Análisis estático

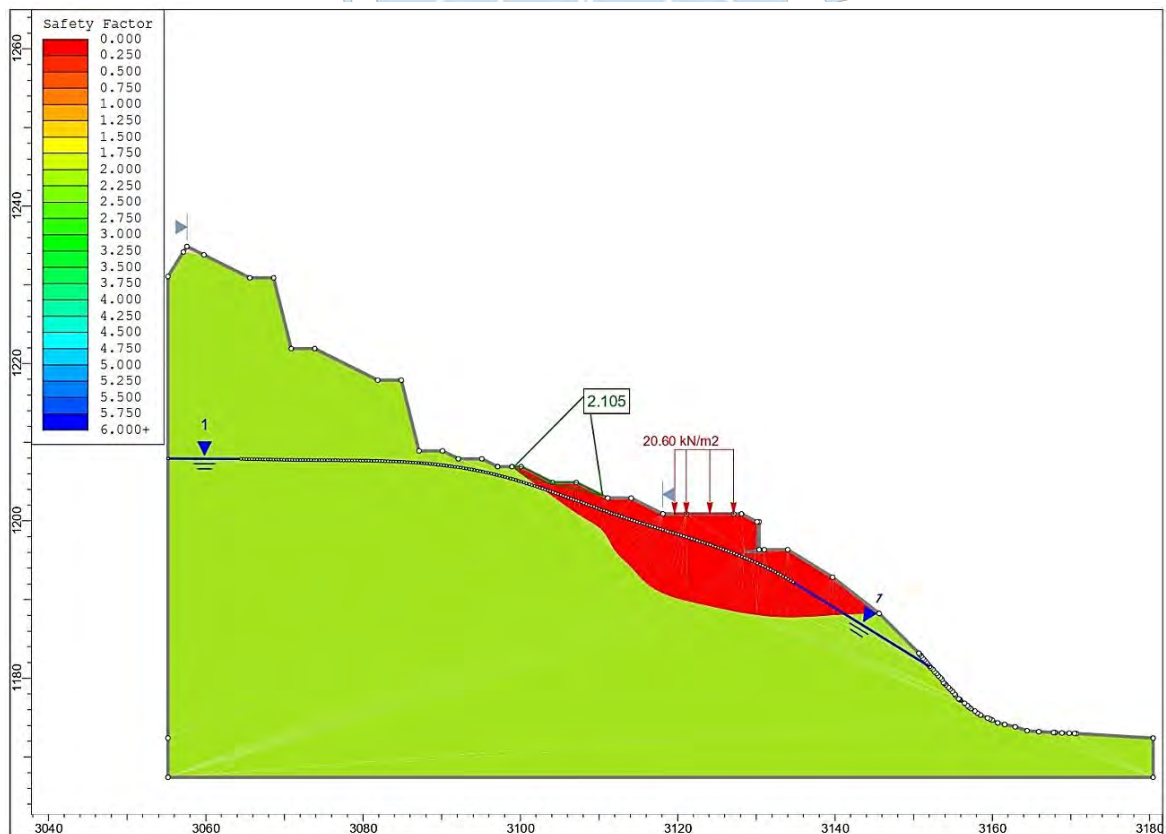
En cuanto al sector crítico 1 – km 10+480, el análisis del diseño de solución tanto para el método de Janbu como para Morgenstern Price muestra que el factor de seguridad obtenido es aceptable, ya que es mayor a 1.5 para la modelación del talud superior, tal como se puede observar en el Anexo D.1.1 y Anexo D.1.2.

Respecto al talud inferior, representado en el Anexo D.1.3 y Anexo D.1.4, se ha propuesto un diseño mediante un muro de contención. Según el método de Morgenstern Price, el valor del factor de seguridad supera a 1, pero no alcanza el mínimo de 1.5. Por su parte, el método de Janbu arroja un valor cercano a 1. A pesar de ello, se considera que el diseño es aceptable, ya que la simulación ha demostrado una mejoría considerable en comparación con la situación actual (sin muro de contención), ofreciendo un grado de seguridad confiable.

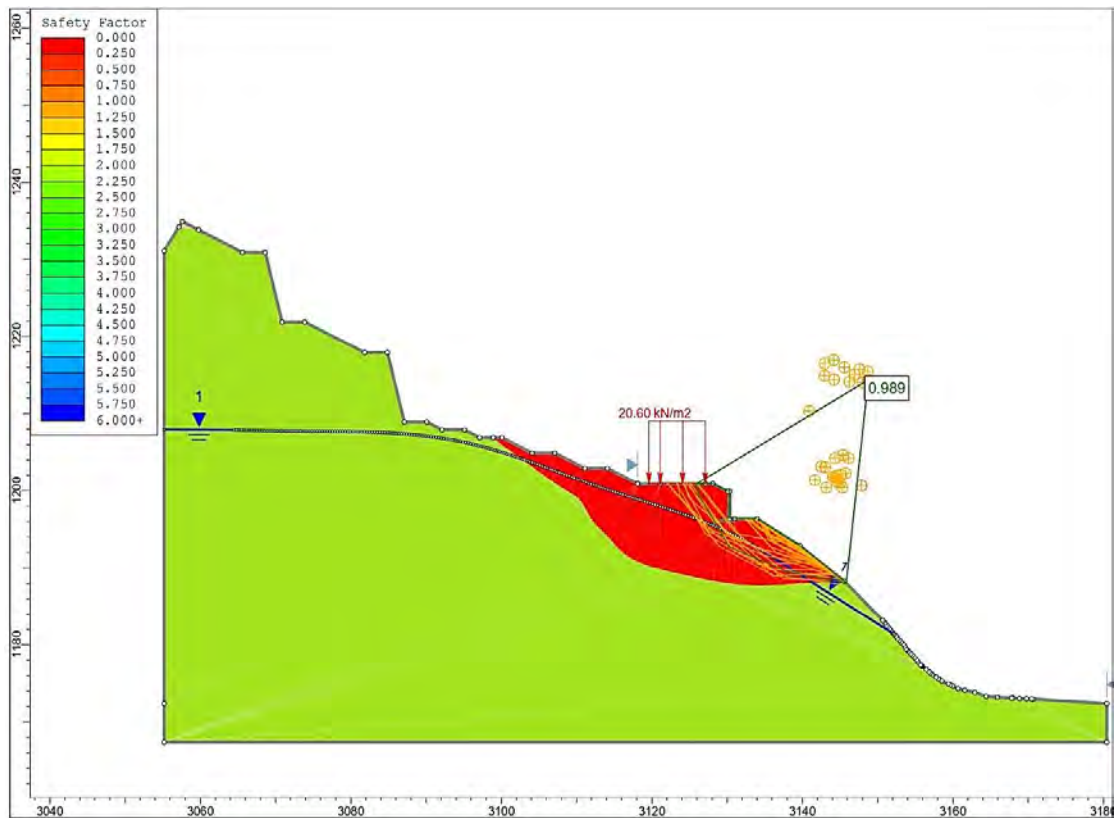
Anexo D.1.1 Análisis sección km 10+480, talud superior – Método de Janbu



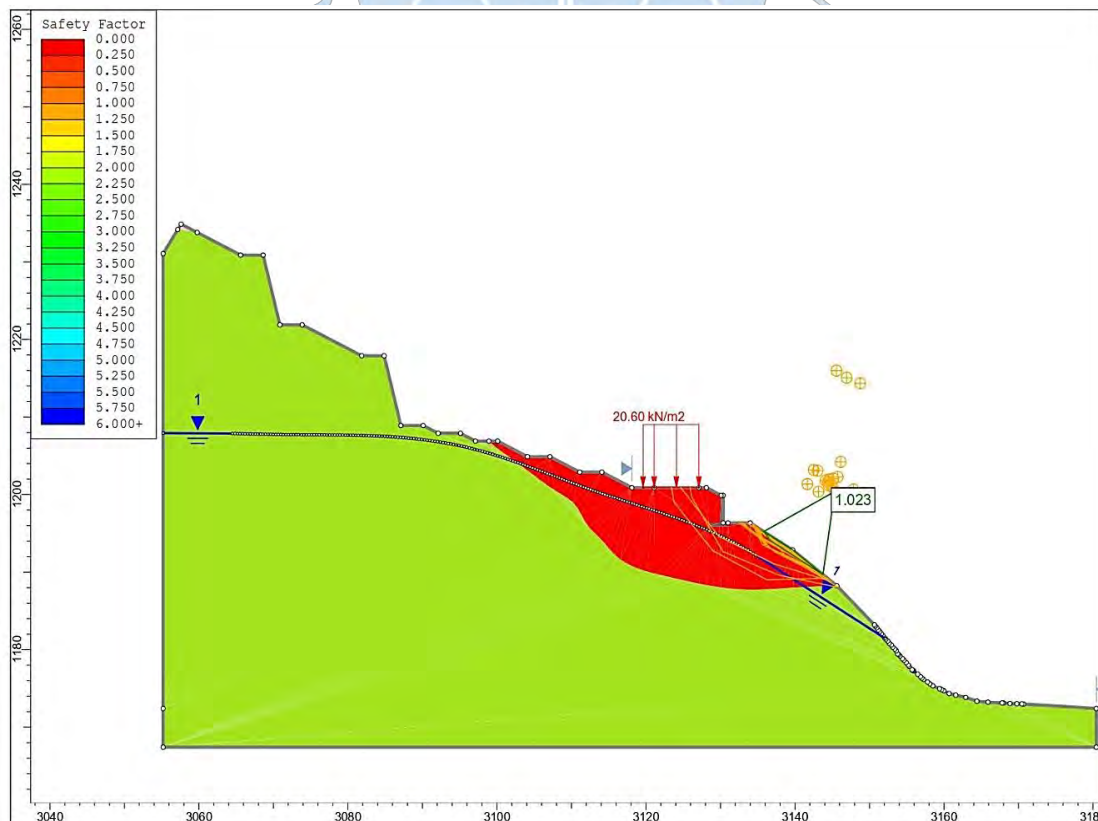
Anexo D.1.2 Análisis sección km 10+480, talud superior – Método de Morgenstern Price



Anexo D.1.3 Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Janbu



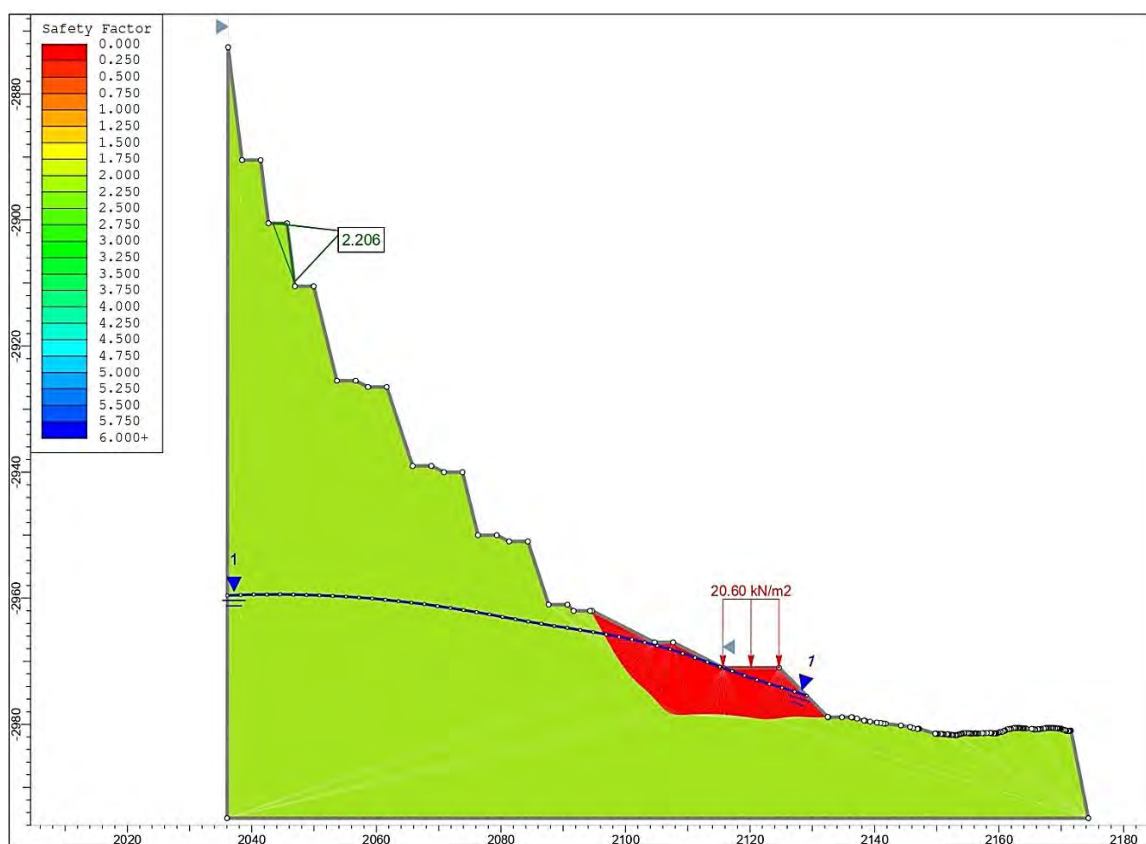
Anexo D.1.4 Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Morgenstern Price



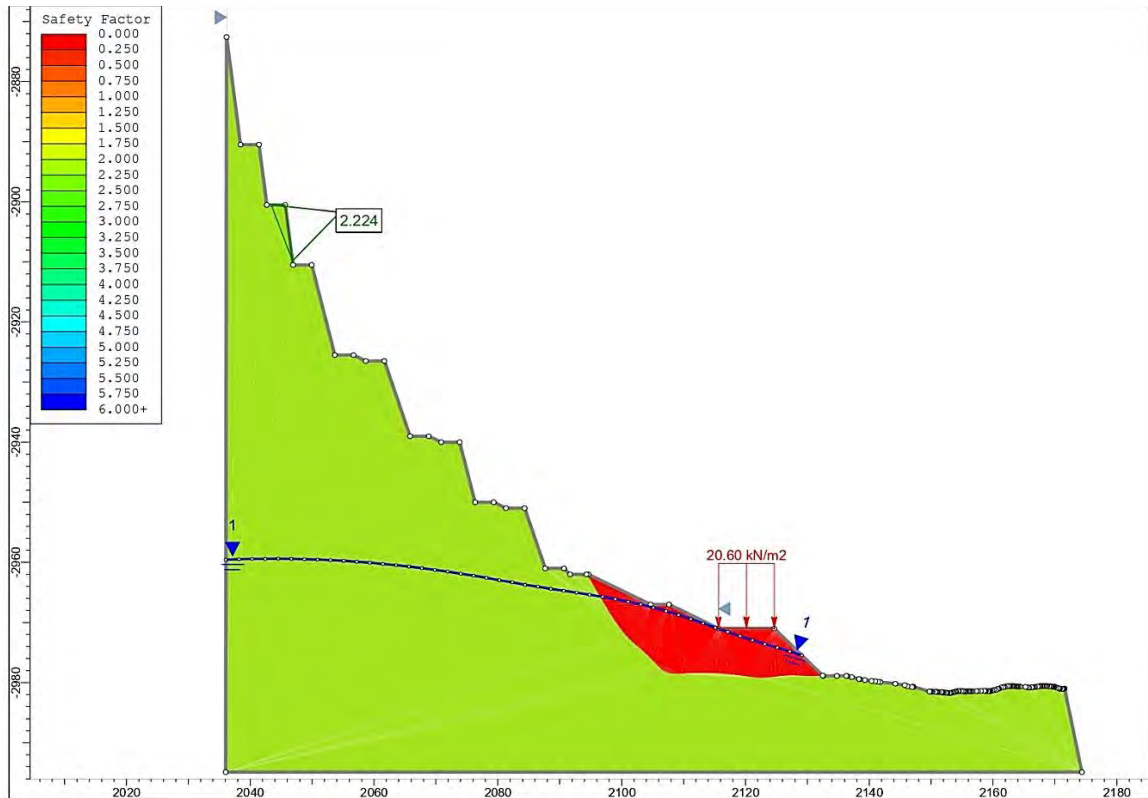
Como resultado del análisis del talud superior del sector crítico 1 – km 11+750, como se muestra en el Anexo D.1.5 y Anexo D.1.6, los valores del factor de seguridad obtenido por ambos métodos de análisis son aceptables, mitigando así el movimiento en masa probable que ocurriría en dicha zona. Además, se observa una mejora considerable en el factor de seguridad en comparación con la situación actual.

De la misma manera, ocurre con la modelación del talud inferior, en el Anexo D.1.7 y Anexo D.1.8, siendo el factor de seguridad resultante por el método de Janbu y Morgenstern Price mayor a 1.5, se confirma el diseño realizado en este tramo del sector.

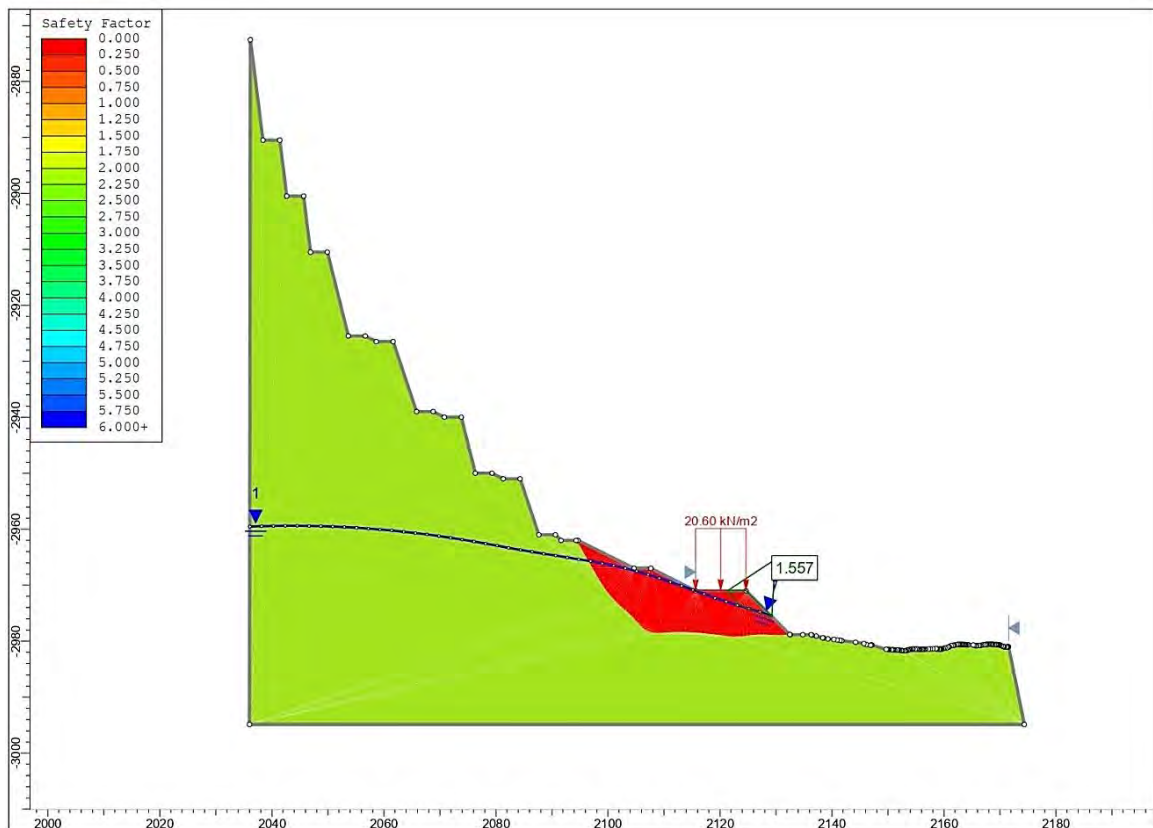
Anexo D.1.5 Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Janbu



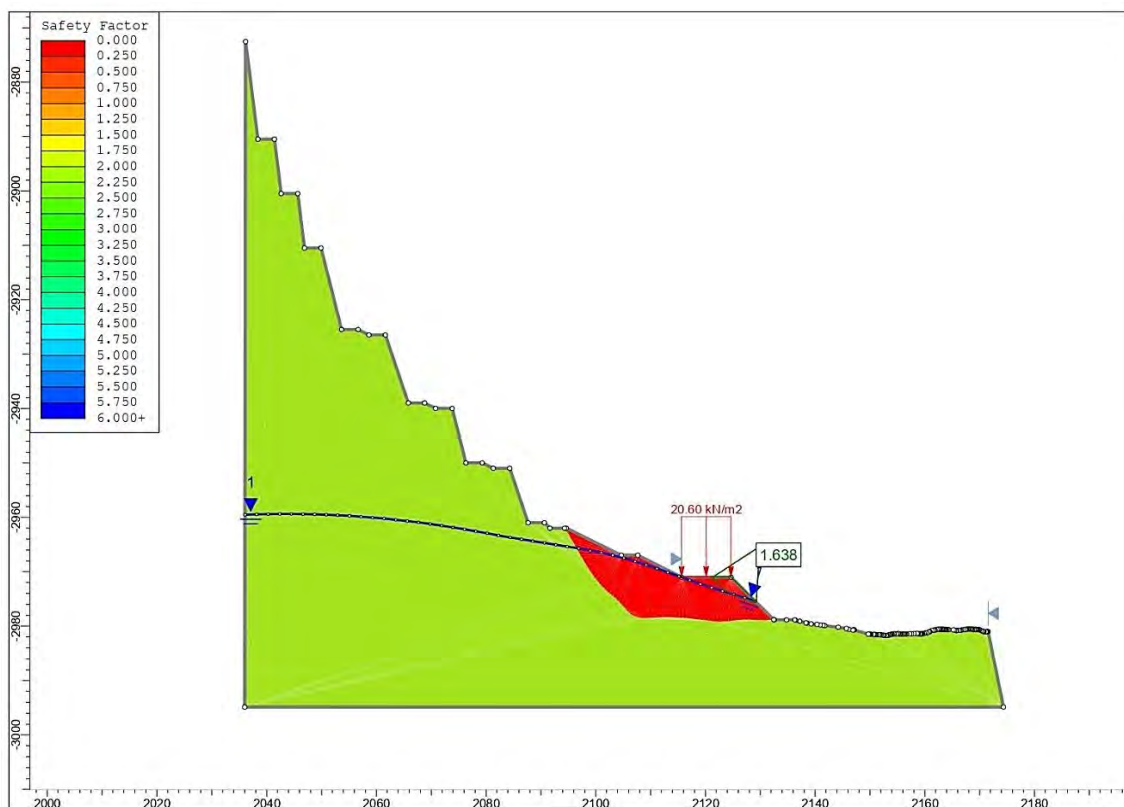
Anexo D.1.6 Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Morgenstern Price



Anexo D.1.7 Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Janbu



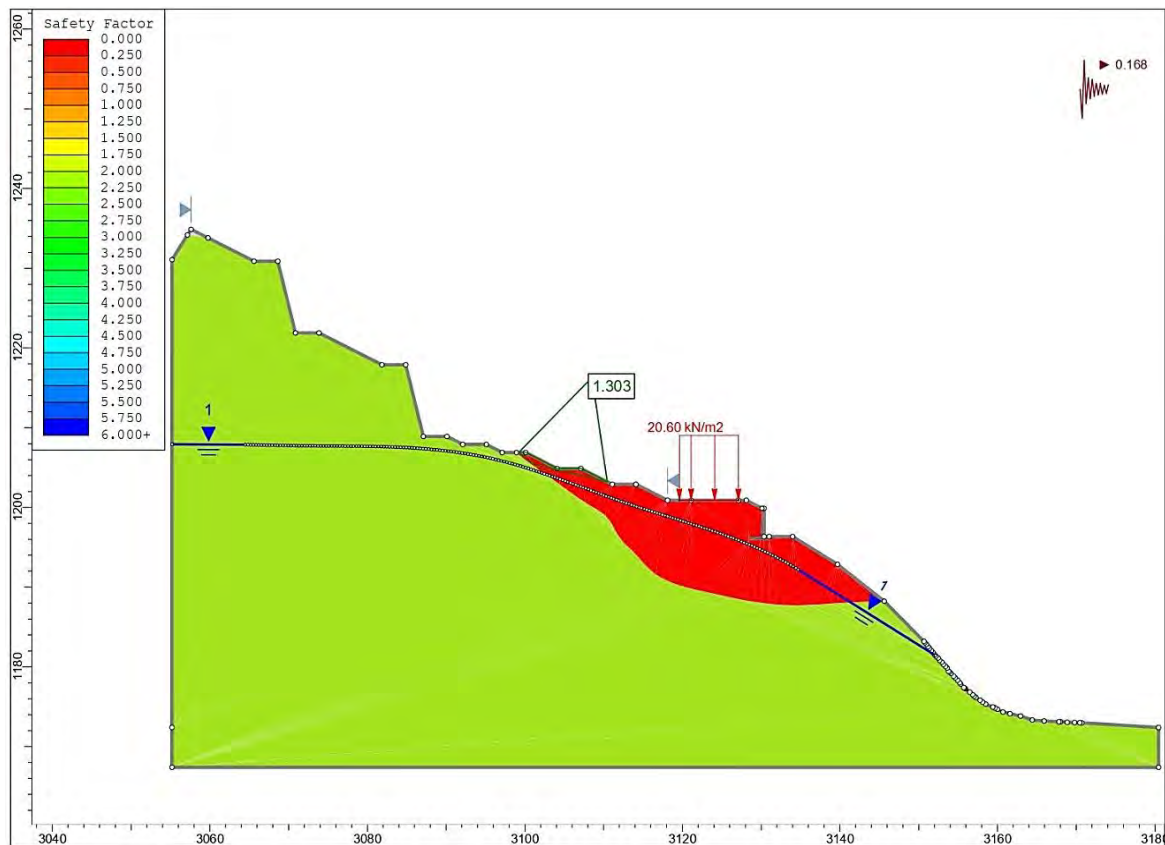
Anexo D.1.8 Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Morgenstern Price



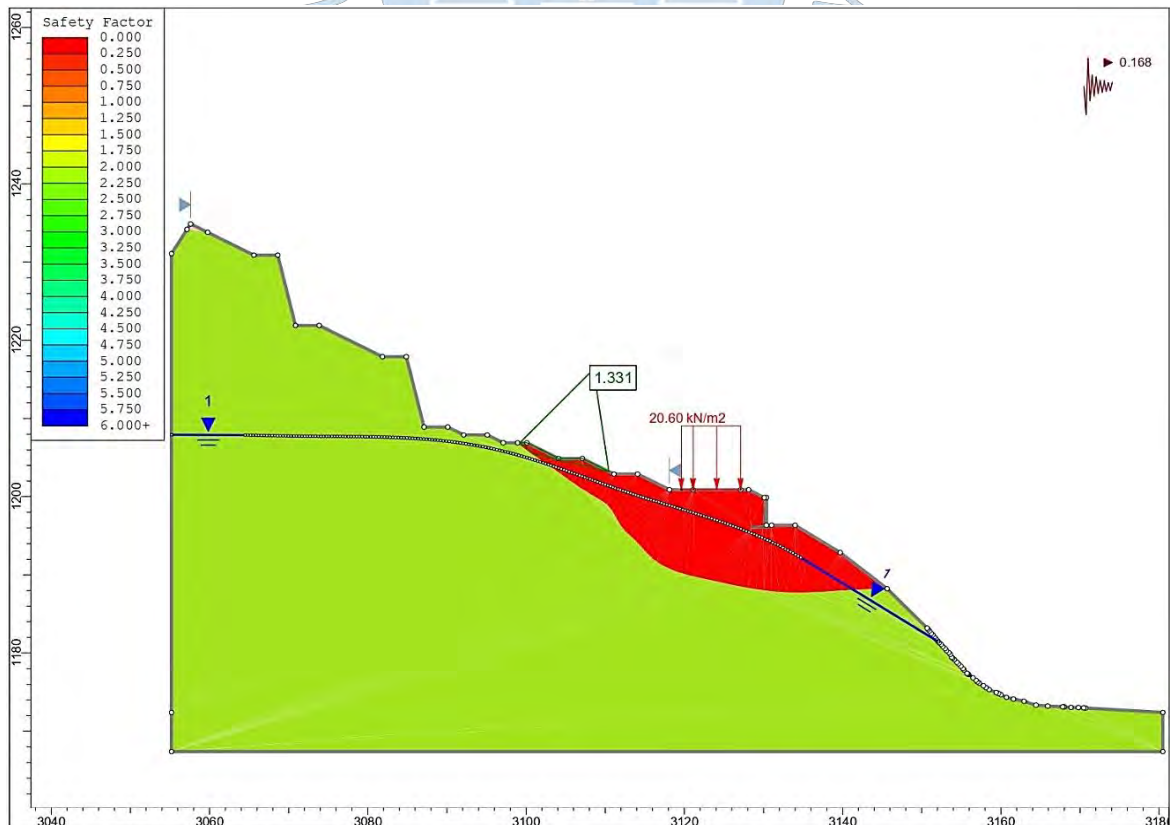
Anexo D.2. Análisis pseudoestático

La modelación del sector crítico 1 - km 10+480, según el Anexo D.2.1 y Anexo D.2.2, del talud superior, da como resultado un factor de seguridad por ambos métodos superior a 1.25, por lo que se deduce que el diseño optado es correcto incluso con solicitaciones sísmicas. A pesar de que los valores obtenidos del talud inferior no cumplan con lo estipulado (Anexo D.2.3 y Anexo D.2.4), se puede optar por un rediseño. Sin embargo, la posible solución que se presenta, según su modelamiento, sí logra reducir la inestabilidad en el talud inferior.

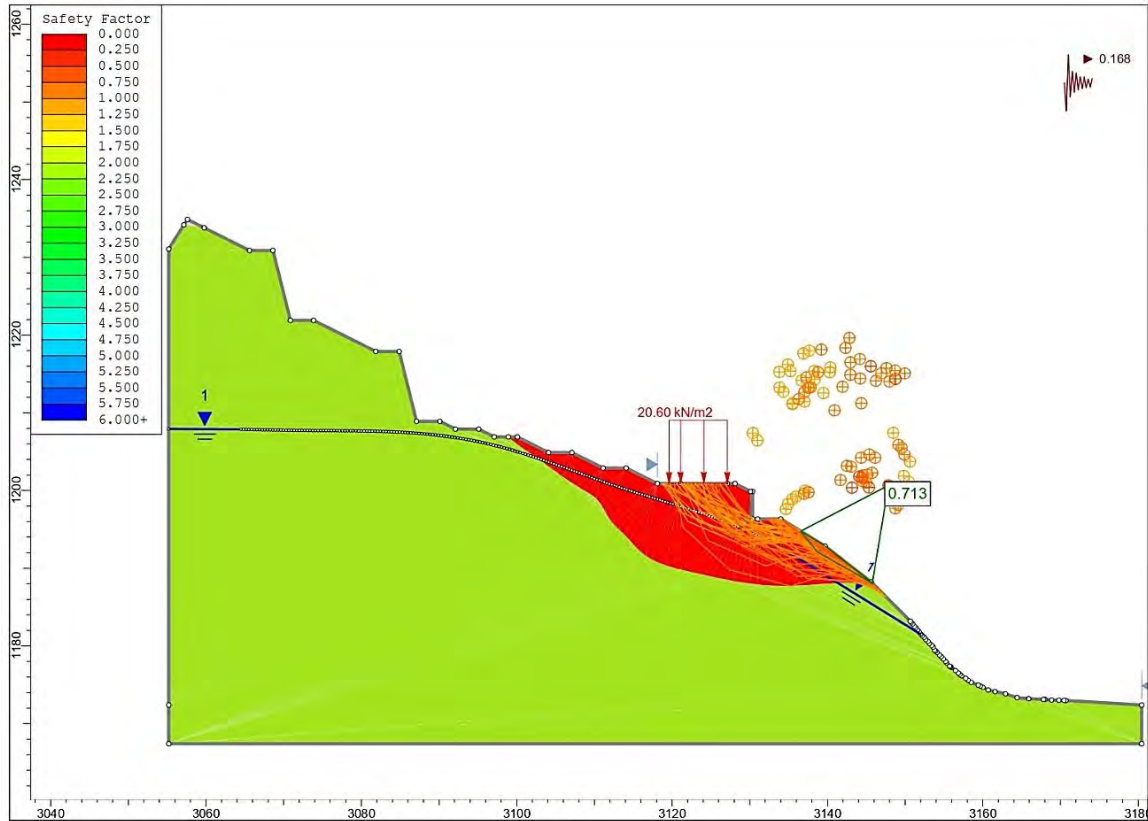
Anexo D.2.1 Análisis sección km 10+480, talud superior – Método de Janbu



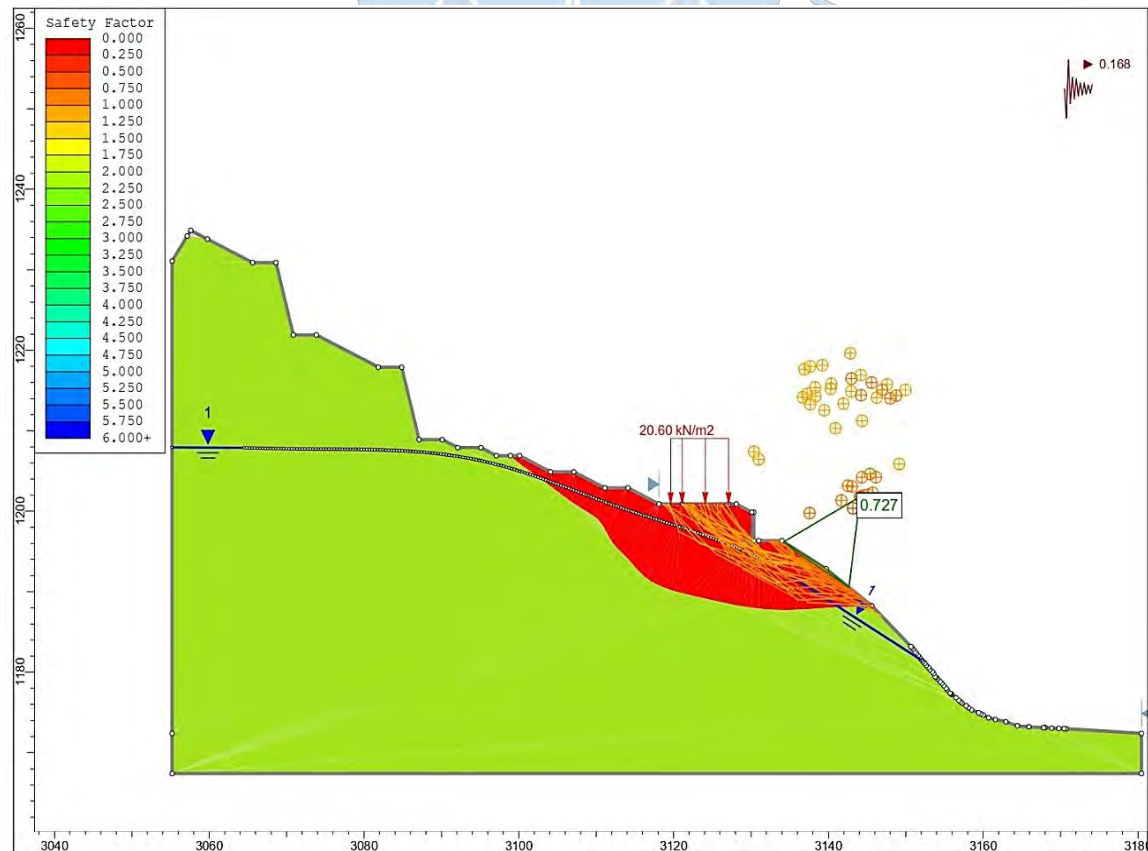
Anexo D.2.2 Análisis sección km 10+480, talud superior – Método de Morgenstern Price



Anexo D.2.3 Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Janbu



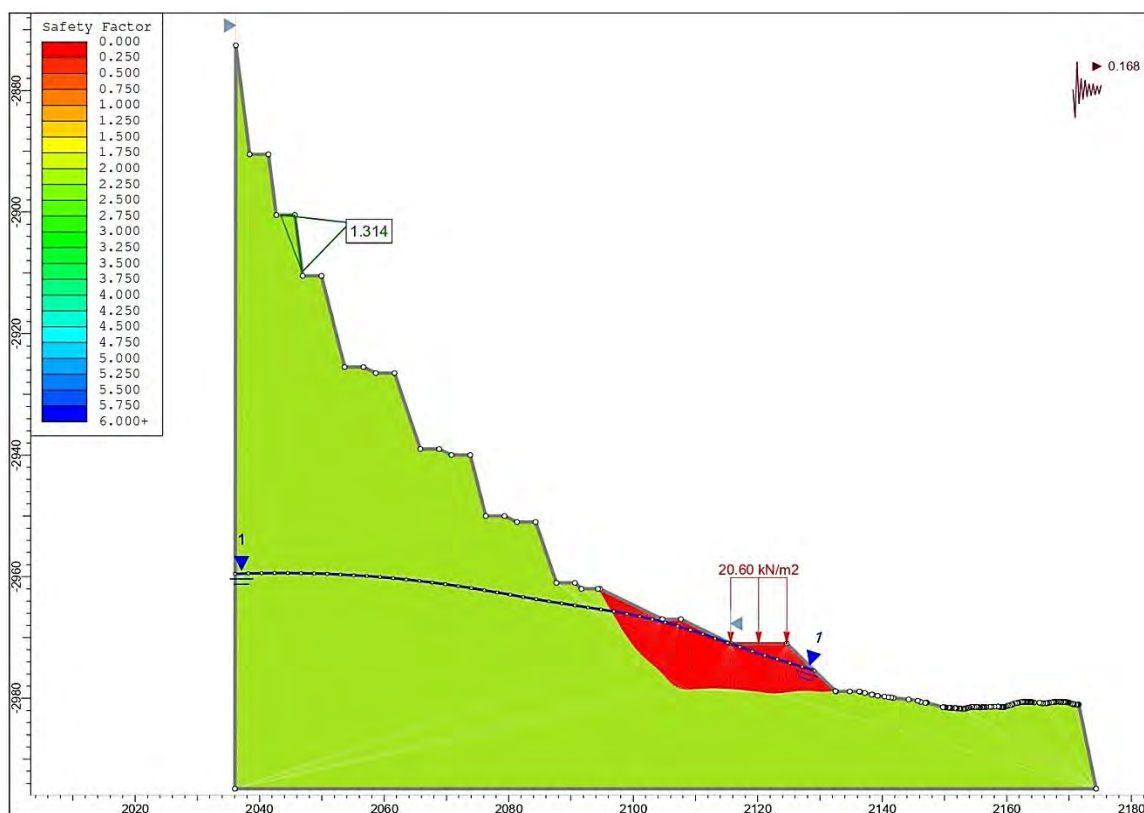
Anexo D.2.4 Análisis sección km 10+480, talud inferior – Método de Morgenstern Price



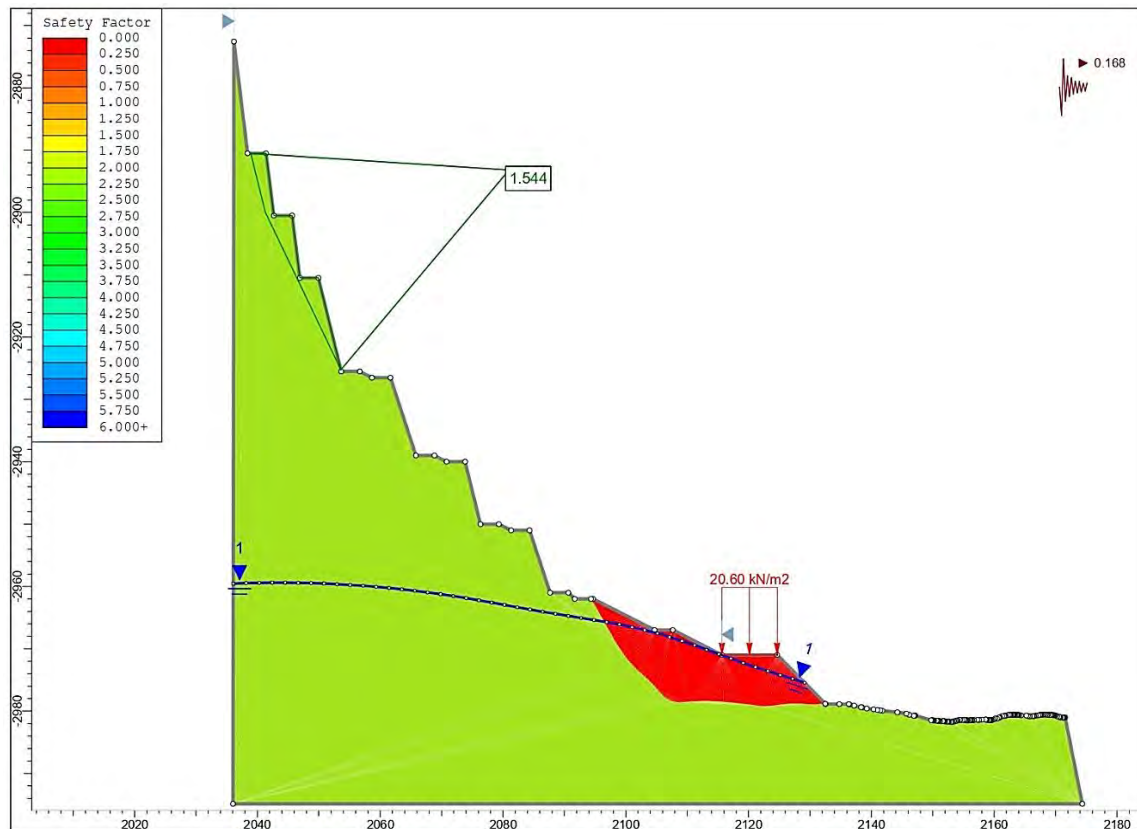
El resultado de la modelación del sector crítico 1 – km 11+750 muestra un factor de seguridad muy bueno para el talud superior mediante el método de Janbu y Morgenstern Price, como se aprecia en el Anexo D.2.5 y Anexo D.2.6, lo que resulta en un talud estable frente a posibles eventos sísmicos.

Con respecto al talud inferior, en el Anexo D.2.7 se observa el modelamiento por el método de Janbu, resultando en un factor de seguridad de $1.207 < 1.25$, y en el Anexo D.2.8, un factor de seguridad de $1.293 > 1.25$ por el método de Morgenstern Price. De esta manera, se concluye que los valores son aceptables, ya que este diseño cumple para el segundo método.

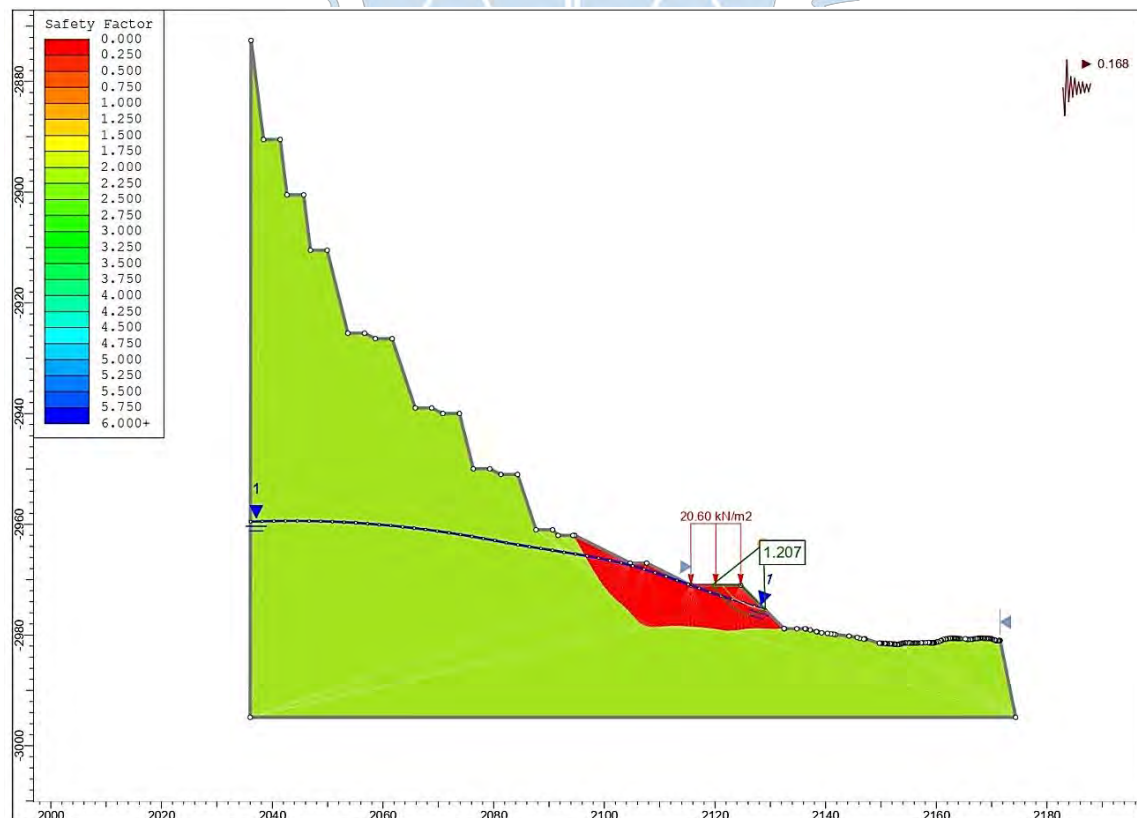
Anexo D.2.5 Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Janbu



Anexo D.2.6 Análisis sección km 11+750, talud superior – Método de Morgenstern Price



Anexo D.2.7 Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Janbu



Anexo D.2.8 Análisis sección km 11+750, talud inferior – Método de Morgenstern Price

