

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil



TESIS

Análisis de sensibilidad aplicado al estudio geotécnico de taludes de un tajo abierto minero

Para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Elaborado por

Sergio Alfonso Castro Chunga

 [0000-0003-1610-5264](https://orcid.org/0000-0003-1610-5264)

Asesor

Dr. Jorge Luis Cárdenas Guillen

 [0000-0002-8112-5168](https://orcid.org/0000-0002-8112-5168)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	Castro Chunga [1]
Referencia/Reference	[1] S. Castro Chunga, “ <i>Análisis de sensibilidad aplicado al estudio geotécnico de taludes de un tajo abierto minero</i> ” [Tesis de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(Castro, 2025)
Referencia/Reference	Castro, S. (2025). <i>Análisis de sensibilidad aplicado al estudio geotécnico de taludes de un tajo abierto minero</i> . [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Dedicatoria

A mis padres, por hacer todo lo posible en ayudarme a ser un buen hombre y profesional.

Agradecimientos

Agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería, por haber inculcado en mí el deseo de aprender, investigar y construir para nuestro país; de igual manera a los profesores, quienes con sus enseñanzas despertaron en mí el interés por la ingeniería civil y en particular por la geología y la geotecnia.

Un agradecimiento especial a mi asesor, el ingeniero Jorge Cárdenas Guillen, quien con su experiencia y consejos hizo posible la elaboración de esta tesis.

Finalmente, a Dios y a mis padres, por apoyarme en cada momento que necesité de ellos.

Resumen

El diseño de taludes estables es fundamental en minas a cielo abierto, ya que garantiza la seguridad y viabilidad económica de la operación. Esta tesis analiza la sensibilidad de la estabilidad de taludes frente a propiedades geotécnicas de materiales alterados hidrotermalmente, empleando datos de una operación minera del sureste del Perú.

Se realizó la caracterización geotécnica mediante investigaciones de campo y ensayos de laboratorio. Con base en la estructura geológica y la calidad del macizo rocoso según el tipo de alteración, se construyó el modelo geotécnico. El análisis de estabilidad se abordó a nivel de bancos, interrampa y global, aplicando métodos convencionales, análisis cinemáticos, equilibrio límite y análisis de sensibilidad en el que se variaron parámetros geotécnicos y la posición del nivel freático para identificar escenarios críticos o con potencial de optimización.

Si bien la geometría del tajo era adecuada, algunas zonas presentaban factores de seguridad cercanos a los mínimos aceptables. Esto motivó la realización de análisis de sensibilidad que demostraron que las zonas con alteración fílica y potásica son las más sensibles a la cercanía del nivel freático, recomendándose mantenerlo al menos a 20 m detrás del talud. Se realizaron 256 simulaciones para desarrollar ecuaciones que permiten actualizar rápidamente el factor de seguridad ante variaciones en UCS, GSI y m_i .

Finalmente, se presentan las conclusiones de los cálculos realizados y recomendaciones sobre la aplicación de las ecuaciones, posibles actualizaciones de la investigación y la necesidad de realizar evaluaciones geotécnicas continuas durante la operación.

Palabras clave – Estabilidad de taludes, análisis de sensibilidad, geotecnia minera, alteración hidrotermal

Abstract

The design of stable slopes is essential in open-pit mines, as it guarantees the safety and economic viability of the operation. This thesis analyzes the sensitivity of slope stability to the geotechnical properties of hydrothermally altered materials, using data from a mining operation in southeastern Peru.

Geotechnical characterization was performed through field investigations and laboratory tests. A geotechnical model was constructed based on the geological structure and rock mass quality according to the type of alteration. Stability analysis was conducted at the bench, inter-ramp, and overall levels, applying conventional methods, kinematic analysis, limit equilibrium, and sensitivity analysis in which geotechnical parameters and the position of the water table were varied to identify critical or optimization potential scenarios.

Although the pit geometry was adequate, some areas had safety factors close to the minimum acceptable levels. This prompted sensitivity analyses, which showed that the areas with phyllic and potassic alteration are the most sensitive to the proximity of the water table, and it is recommended that it be kept at least 20 m behind the slope. A total of 256 simulations were performed to develop equations that allow rapid updates of the safety factor in response to variations in UCS, GSI, and m_i .

Finally, the conclusions of the calculations performed and recommendations on the application of the equations, possible updates to the investigation, and the need for ongoing geotechnical assessments during operation are presented.

Keywords – Slope stability, sensitivity analysis, mining geotechnics, hydrothermal alteration

Prólogo

La presente tesis representa un importante aporte al campo de la ingeniería geotécnica aplicada a la minería a cielo abierto. El tesista ha abordado uno de los principales desafíos en la explotación minera: el diseño y estabilidad de los taludes, un tema de gran relevancia tanto para la seguridad como para la sostenibilidad económica de las operaciones mineras.

Desde el inicio del proyecto, el tesista demostró un notable interés por comprender y resolver las complejidades geotécnicas asociadas al diseño de taludes en un entorno geológico altamente variable y condicionado por procesos de alteración hidrotermal. Su enfoque se destacó por la rigurosidad técnica, el uso de herramientas analíticas y la capacidad para integrar datos de campo y laboratorio en un modelo geotécnico robusto.

Los análisis de sensibilidad realizados en esta investigación no solo aportan conocimiento relevante sobre el comportamiento de los materiales frente a condiciones cambiantes, como la proximidad del nivel freático, sino que también establece metodologías que pueden ser replicadas en otras operaciones mineras. Este trabajo se distingue por su carácter innovador y su contribución directa a la toma de decisiones operativas en minería a cielo abierto, lo que refuerza su aplicabilidad práctica.

Es un honor haber acompañado en el desarrollo de esta tesis, en la que el tesista ha demostrado no solo su capacidad técnica, sino también un compromiso ejemplar con la búsqueda de soluciones efectivas y seguras para los desafíos de la industria minera.

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen.....	v
Abstract.....	vi
Prólogo.....	vii
Capítulo I. Introducción.....	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Descripción del problema de investigación	2
1.3 Objetivos del estudio	3
1.3.1 Objetivo general	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 Antecedentes investigativos	4
Capítulo II. Marcos teórico y conceptual.....	7
2.1 Minería a tajo abierto	7
2.1.1 Ventajas	10
2.1.2 Desventajas.....	10
2.2 Etapas del estudio geotécnico de taludes de un tajo abierto.....	11
2.2.1 Investigaciones geotécnicas de campo.....	12
2.2.2 Ensayos de laboratorio	18
2.2.3 Caracterización geotécnica y estructural	26
2.2.4 Modelo geológico y geomecánico	43
2.2.5 Análisis de estabilidad de taludes	57
2.3 Metodologías usadas en el análisis de estabilidad de taludes en roca	67
2.3.1 Criterios de análisis y diseño	67
2.3.2 Evaluación estructural	69
2.3.3 Programa DIPS	75

2.3.4 Estabilidad gobernada por el macizo rocoso	82
Capítulo III. Desarrollo del modelo geotécnico del tajo abierto	94
3.1 Mapeo geológico - geotécnico	94
3.2 Sismicidad	96
3.2.1 Aceleración de diseño	96
3.2.2 Coeficiente sísmico.....	97
3.3 Hidrogeología	97
3.4 Evaluación geomecánica-estructural	98
3.4.1 Estaciones geomecánicas	99
3.4.2 Martillo Schmidt	100
3.4.3 Perforaciones diamantinas orientadas	101
3.4.4 Orientación de discontinuidades	103
3.5 Ensayos de laboratorio y propiedades de los materiales	105
3.6 Modelo geológico	107
3.6.1 Modelo geológico por alteración:	108
Capítulo IV. Sensibilidad de la estabilidad gobernada por las estructuras	112
4.1 Análisis estereográfico.....	112
4.1.1 Dominio geomecánico I	114
4.1.2 Dominio geomecánico II	114
4.1.3 Dominio geomecánico III	115
4.1.4 Dominio geomecánico IV	115
4.2 Análisis cinemático	116
4.3 Análisis de estabilidad falla planar y cuña.....	124
4.3.1 Metodología de análisis de estabilidad:	124
4.4 Comparación entre metodologías para el diseño de bancos.....	127
4.4.1 Método empírico	127
4.4.2 Análisis de sensibilidad por equilibrio límite	128

Capítulo V. Sensibilidad de estabilidad del macizo rocoso por equilibrio límite.....	137
5.1 Análisis de sensibilidad de parámetros	142
5.2 Análisis de estabilidad por falla rotacional	145
5.3 Análisis de sensibilidad del factor de seguridad modificando parámetros	150
Capítulo VI. Análisis de resultados	155
6.1 Comparación entre metodologías para el diseño de bancos.....	155
6.2 Análisis de sensibilidad de parámetros	155
6.3 Análisis de estabilidad por falla rotacional	156
6.4 Análisis de sensibilidad del factor de seguridad	156
Conclusiones.....	158
Recomendaciones.....	159
Referencias bibliográficas	160
Anexos	166

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1: Clasificación del macizo rocoso según el valor de RMR.....	28
Tabla 2: Diferencias de puntuaciones entre el RMR_{76} y $RMR_{79, 89}$	28
Tabla 3: Controles del diseño de taludes por resistencia de la roca.....	68
Tabla 4: Ecuaciones e incógnitas asociadas al método de dovelas.	84
Tabla 5: Ecuaciones de equilibrio estático basados en el método de dovelas.	85
Tabla 6: Aceleraciones máximas del terreno (PGA).....	96
Tabla 7: Resumen de valores de RMR Básico y GSI para fase final.....	102
Tabla 8: Propiedades de los materiales existentes en los taludes del tajo.	106
Tabla 9: Propiedades de las discontinuidades existentes en los materiales.....	106
Tabla 10: Resumen de familias de discontinuidades por dominio geomecánico.	113
Tabla 11: Resumen del análisis de sensibilidad cinemática (PoF máximas y mínimas). 124	
Tabla 12: Factores de seguridad mínimos requeridos.....	126
Tabla 13: Factores de seguridad de los mecanismos de falla local.....	126
Tabla 14: Características de las discontinuidades.	133
Tabla 15: Anchos de berma requerido para falla tipo planar.	134
Tabla 16: Anchos de berma requerido para falla tipo cuña.	134
Tabla 17: Resultados de los análisis de estabilidad para talud global e interrampa.	147
Tabla 18: Criterios de diseño para la zonificación geomecánica del tajo.....	148
Tabla 19: IRA para la roca inalterada (Dominio IV) según el GSI y UCS.....	149
Tabla 20: Incremento de factor de seguridad (IFS) variando únicamente el UCS.	152
Tabla 21: Incremento de factor de seguridad (IFS) variando únicamente el GSI.....	152
Tabla 22: Incremento de factor de seguridad (IFS) variando únicamente el m_i	152
Tabla 23: Ecuaciones de incremento del factor de seguridad.	154

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1: Explotación de un yacimiento en una mina a cielo abierto.	8
Figura 2: Sección esquemática de la mina Bingham Canyon.....	9
Figura 3: Sección ilustrativa de los elementos geométricos de los taludes de un tajo.	11
Figura 4: Excavación mecánica de una calicata.....	13
Figura 5: Estación geomecánica realizada por el método de línea de detalle.	14
Figura 6: Estación geomecánica realizada por el método de celda de detalle... ..	15
Figura 7: Ensayo de resistencia in situ con el martillo Schmidt en afloramiento rocoso. ..	16
Figura 8: Rangos de aplicabilidad para estimar el UCS con instrumentos de campo.	16
Figura 9: Ejecución de una perforación diamantina moderna, sobre terreno natural.	18
Figura 10: Equipo del ensayo de carga puntual.	19
Figura 11: Ensayo de tracción directa.	20
Figura 12: Ensayo de tracción indirecta.	21
Figura 13: Equipo del ensayo de compresión simple.	22
Figura 14: Equipo del ensayo de compresión triaxial.	23
Figura 15: Ejemplo de análisis de datos de los ensayos triaxiales.	24
Figura 16: Equipo y esquema del ensayo de corte directo en discontinuidades.....	25
Figura 17: Gráfica de resultados de ensayo de corte directo.	25
Figura 18: Procedimiento para determinar el RQD usando núcleos.....	27
Figura 19: Carta para obtener el GSI.	30
Figura 20: Ajuste no lineal de datos de ensayos triaxiales en roca ($\sigma_1 - \sigma_3$).	31
Figura 21: Factor de disturbancia (D) en tajos propuesta por Hoek (2006).	33
Figura 22: Definición de la resistencia al corte de la superficie de discontinuidad.....	34
Figura 23: Comparación del perfil real de asperezas con perfiles estándar.	36

Figura 24: Peine de Barton usado para reproducir la rugosidad real.....	37
Figura 25: Ensayo tilt test para estimar rugosidad en la discontinuidad de la roca.....	38
Figura 26: Método alternativo para estimación del JRC.....	39
Figura 27: Cartilla de estimación del JCS usando el martillo Schmidt.....	41
Figura 28: Modelo geológico del tajo Betze-Post de la mina Goldstrike.....	46
Figura 29: Sección transversal de una estratigrafía interpretada.....	47
Figura 30: Ejemplo de modelo geológico 3D de una mina.....	47
Figura 31: Zonificación de alteración hidrotermal en un pórfido cuprífero típico.....	48
Figura 32: Variación de la resistencia compresiva en mina Chuquicamata-Chile.....	49
Figura 33: Información de componentes y salida del modelo geomecánico.....	50
Figura 34: Modelo de bloque de parámetros geotécnicos.....	51
Figura 35: Valores de RMR obtenidos por kriging.....	52
Figura 36: Espécimen de laboratorio comparado con macizo rocoso.....	54
Figura 37: Densidad de bloques del macizo rocoso depende del volumen considerado.....	55
Figura 38: Transición de roca intacta a macizo rocoso extremadamente fracturado.....	56
Figura 39: Efecto de escala en la resistencia del macizo rocoso.....	57
Figura 40: Relación de esfuerzos principales en el criterio Hoek-Brown.....	59
Figura 41: Relación de esfuerzos cortante y normal en el criterio Barton-Bandis.....	62
Figura 42: Principales tipos de fallas estructurales.....	64
Figura 43: Ejemplo de falla planar.....	65
Figura 44: Ejemplo de falla en cuña cuya ruptura involucra al talud global.....	66
Figura 45: Vuelco por flexión de estratos de buzamiento muy empinado contra el talud.....	66
Figura 46: Ejemplo de falla rotacional ocurrida en la mina Palabora.....	67
Figura 47: Agrupación de varias investigaciones que comparten la fábrica estructural....	71
Figura 48: Discontinuidades registradas en testigos orientados de diferentes sondajes.....	73

Figura 49: Análisis cinemático combinado y estabilidad simple con el cono de fricción. .	74
Figura 50: Proyección estereográfica de cono de fricción sobre las envolventes.	74
Figura 51: Estereograma mostrando la concentración de polos y sus discontinuidades. .	75
Figura 52: Discontinuidades formando bloques de roca en taludes.	77
Figura 53: Análisis cinemático: Estereograma con proyección equiareal.	78
Figura 54: Planos de liberación que permiten la ocurrencia de fallas planares.	80
Figura 55: Análisis para falla planar usando el programa RocPlane.	81
Figura 56: Análisis con anclajes para falla tipo cuña usando el programa SWEDGE.	82
Figura 57: Fuerzas actuantes en una dovela.	84
Figura 58: Esquema general para los procedimientos de dovelas.	86
Figura 59: Análisis de estabilidad en el programa Slide.	89
Figura 60: Definición de sub-materiales en el criterio generalizado anisotrópico.	90
Figura 61: Sistema de direcciones donde gobierna la resistencia de la discontinuidad ...	91
Figura 62: Zonas de transición para incluir el efecto de una discontinuidad	92
Figura 63: Definición de resistencia direccional de un macizo rocoso	93
Figura 64: Litologías existentes en el tajo	95
Figura 65: Curvas hidroisohipsas del tajo en estudio, para su condición final	98
Figura 66: Estructuras geológicas proyectadas en superficie en el tajo estudiado	99
Figura 67: Investigaciones geotécnicas (perforaciones y estaciones geomecánicas)	100
Figura 68: Datos geológicos-geomecánicos registrados en una perforación	102
Figura 69: Convención para medida de ángulos α y β en testigos de perforación	104
Figura 70: Zonificación por el nivel de daño debido a la voladura y desconfinamiento ..	107
Figura 71: Mapeo geológico-geotécnico superficial de alteraciones en el tajo	109
Figura 72: Vista en planta del modelo de alteraciones proyectado a la condición final ..	110
Figura 73: Modelo de alteraciones en 3D proyectado a la condición final	111

Figura 74: Sensibilidad cinemática (falla planar) - Fílica (D. I)	117
Figura 75: Sensibilidad cinemática (falla planar) - Potásica, propilítica y skarn (D. I)	118
Figura 76: Sensibilidad cinemática (falla planar) - Roca inalterada (D. I)	118
Figura 77: Sensibilidad cinemática (falla planar) - Fílica (D. IV)	119
Figura 78: Sensibilidad cinemática (falla planar) - Potásica, propilítica y skarn (D. IV) ..	119
Figura 79: Sensibilidad cinemática (falla planar) - Roca inalterada (D. IV)	120
Figura 80: Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Fílica (D. I)	120
Figura 81: Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Potásica, propilítica y skarn (D. I)	121
Figura 82: Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Roca inalterada (D. I)	121
Figura 83: Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Fílica (D. IV)	122
Figura 84: Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Potásica, propilítica y skarn (D. IV)	122
Figura 85: Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Roca inalterada (D. IV)	123
Figura 86: Principales métodos empíricos para estimar el ancho mínimo de berma	128
Figura 87: Ancho de berma requerido - Análisis de sensibilidad para falla planar	135
Figura 88: Ancho de berma requerido - Análisis de sensibilidad para falla tipo cuña	136
Figura 89: Unidades geológicas-geotécnicas en superficie	138
Figura 90: Unidades geológicas-geotécnicas en tajo final	139
Figura 91: Sección geológica-geotécnica 1-1'	139
Figura 92: Sección geológica-geotécnica 2-2'	140
Figura 93: Sección geológica-geotécnica 3-3'	140
Figura 94: Sección geológica-geotécnica 4-4'	141
Figura 95: Sección geológica-geotécnica 5-5'	141
Figura 96: Sección geológica-geotécnica 6-6'	142
Figura 97: Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - alteración fílica	143
Figura 98: Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - roca sin alteración	143

Figura 99: Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - alteración potásica	144
Figura 100: Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - alteración propilítica	144
Figura 101: Modelo geotécnico y superficie de falla para la sección 3-3'	146
Figura 102: Parámetros geométricos recomendados para la condición final del tajo	150
Figura 103: Sensibilidad del FS modificando el "UCS" para la alteración potásica	153
Figura 104: Sensibilidad del FS modificando el "GSI" para la alteración potásica	153
Figura 105: Sensibilidad del FS modificando el "mi" para la alteración potásica	154

Lista de símbolos

D	: Factor de Disturbancia
$Is(50)$	: Índice de carga puntual corregido
mb	: Constante del macizo rocoso proveniente de la reducción del mi
m_i	: Constante de roca intacta en el criterio de rotura Hoek y Brown
s y a	: Constantes que dependen de las características del macizo rocoso en el criterio de rotura Hoek y Brown
Tr	: Periodo de retorno en años del sismo
γ_{total}	: Peso específico total
σ'_1 y σ'_3	: Esfuerzo principal efectivo axial y de confinamiento, respectivamente, en un ensayo triaxial
σ_c	: Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta
τ	: Esfuerzo cortante en la superficie de falla
σ	: Esfuerzo normal en la superficie de falla
σ_{n0}	: Esfuerzo normal in situ en una superficie inclinada por un ángulo α
α	: Ángulo de deslizamiento de la muestra en el ensayo tilt-test
ϕ	: Ángulo de fricción
ϕ_b	: Ángulo de fricción básico
ϕ_r	: Ángulo de fricción residual
ϕ_p	: Ángulo de fricción pico
R	: Coeficiente de regresión

Lista de siglas

FS	:	Factor de seguridad
GSI	:	Geological Strength Index
IRA	:	Inter-Ramp Angle
ISRM	:	International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering
JCS	:	Joint Compressive Strength
JRC	:	Joint Roughness Condition
PGA	:	Peak Ground Aceleration
PoF	:	Probability of Failure
RQD	:	Rock Quality Designation
RMR	:	Rock Mass Rating
UCS	:	Unconfined Compressive Strength

Capítulo I. Introducción

1.1 Generalidades

Durante el proceso de explotación minera es muy usual que, para realizar la extracción de la mayor cantidad del mineral existente en el yacimiento, durante el avance del minado se puedan evaluar alternativas de optimizar los taludes de los tajos abiertos mediante la excavación de pendientes más empinadas.

La mecánica de rocas es importante en proyectos de minería ya que mayormente el yacimiento mineral que explotan está en roca.

En el contexto minero, la geotecnia juega un papel crucial en la planificación y ejecución de proyectos de extracción de minerales, ya que las condiciones del suelo y las formaciones rocosas tienen un impacto directo en la seguridad de las operaciones y la rentabilidad del proyecto.

En los últimos años, debido al crecimiento de la industria minera y la expansión de los proyectos de infraestructura, ha aumentado la necesidad de realizar estudios geotécnicos más detallados y precisos para abordar los riesgos asociados con el comportamiento del terreno. Este aumento en la demanda de información geotécnica precisa ha llevado a una mayor inversión en investigaciones y tecnología que permitan mitigar posibles fallos estructurales y mejorar el diseño de las infraestructuras mineras.

Uno de los retos más relevantes en geotecnia minera es la variabilidad y complejidad del comportamiento del suelo y las rocas en las zonas de explotación minera. Las condiciones geológicas, los factores ambientales y las cargas inducidas por las operaciones mineras pueden afectar la estabilidad de las excavaciones, las rampas, las pilas de residuos y las infraestructuras asociadas. En este sentido, las técnicas de monitoreo y evaluación geotécnica son fundamentales para prevenir deslizamientos, colapsos y otros riesgos asociados.

El tema de la presente tesis fue elegido debido a la necesidad de las empresas mineras de contar con soluciones preliminares antes las distintas condiciones geotécnicas que puedan presentarse durante la operación de los tajos mineros.

1.2 Descripción del problema de investigación

En la industria minera, los problemas relacionados con la estabilidad de taludes son una preocupación constante, derivados en gran medida de la falta de información precisa sobre las condiciones geotécnicas del terreno. Este desafío se agrava a medida que las operaciones de explotación avanzan en profundidad, donde las características del macizo rocoso y las condiciones hidrogeológicas suelen variar rápidamente, generando incertidumbre respecto al comportamiento del suelo y las rocas. Esta incertidumbre puede traducirse en riesgos de seguridad, sobrecostos significativos y retrasos operativos, comprometiendo tanto la productividad como la sostenibilidad de las operaciones.

Un factor crítico es la dificultad para cumplir con las dimensiones propuestas por el área de planeamiento de la mina, cuyo objetivo es optimizar la extracción de mineral. Las limitaciones de estabilidad generadas por la baja resistencia de los materiales o el efecto de las discontinuidades geológicas plantean una disyuntiva entre maximizar la producción y garantizar la estabilidad física del tajo. En consecuencia, las decisiones técnicas enfrentan la presión de equilibrar eficiencia económica y seguridad operativa.

Además, los entornos geológicos complejos suelen presentar variaciones significativas en las propiedades de los materiales, lo que impacta directamente la estabilidad de los taludes. En escenarios adversos, donde las propiedades del terreno son inferiores a las asumidas en el diseño, pueden ocurrir deslizamientos de material con consecuencias sociales (riesgo de accidentes y pérdida de vidas humanas), económicas (incremento de costos operativos) y ambientales (afectaciones al ecosistema). Por otro lado, cuando las propiedades del terreno superan las expectativas de diseño, existe el potencial de optimización y aumentar la extracción de mineral, mejorando la rentabilidad.

La presente investigación aborda la necesidad de una respuesta ágil y efectiva frente a los cambios en las condiciones geotécnicas e hidrogeológicas de los tajos en minas a cielo abierto. Estos cambios no previstos pueden originar fallas estructurales graves, como el colapso de taludes o la caída de bloques, afectando tanto la seguridad de los trabajadores como la continuidad de las operaciones. Por ello, resulta fundamental contar con herramientas analíticas que permitan evaluar rápidamente la estabilidad bajo diferentes escenarios.

Finalmente, mediante varios análisis de sensibilidad y usando el método de equilibrio límite, esta investigación ofrecerá herramientas para que el área de planeamiento pueda evaluar diferentes escenarios considerando factores como el índice geológico de resistencia, la altura del talud y la condición del agua subterránea. De este modo, se busca proporcionar soluciones rápidas y prácticas para optimizar diseños, mejorar la seguridad operativa y reducir el impacto de las incertidumbres en las condiciones geotécnicas, contribuyendo a una toma de decisiones más eficiente durante el avance del minado.

1.3 Objetivos del estudio

1.3.1 Objetivo general

Usar el análisis de sensibilidad para aplicarlo a un estudio geotécnico de taludes de un tajo abierto considerando primero los parámetros geométricos y geotécnicos encontrados en un caso estudio, para luego evaluar que sucede modificando estos parámetros.

1.3.2 Objetivos específicos

- Desarrollar un modelo geotécnico basado en un caso estudio para realizar análisis de sensibilidad que permitan comprender mejor el comportamiento de un macizo rocoso bajo las condiciones evaluadas.

- Desarrollar el análisis estereográfico para la interpretación de discontinuidades y el análisis cinemático para evaluar su influencia en la estabilidad de los bancos.
- Comparar el uso de una metodología empírica para el diseño de bancos con una metodología semicuantitativa que considere la variación paramétrica (geometría y propiedades) en la evaluación de fallas tipo planar y cuña.
- Realizar un análisis de sensibilidad para taludes interrampa, considerando un comportamiento isotrópico y tomando como variables a los parámetros geométricos, geotécnicos y la ubicación del nivel freático.
- Generar curvas de variación del factor de seguridad en función de la altura del talud interrampa y los parámetros geotécnicos en un determinado tipo de roca.

1.4 Antecedentes investigativos

En el diseño de tajos abiertos, la evaluación geotécnica es fundamental para garantizar la estabilidad de taludes y la seguridad operativa. Esta evaluación se realiza frecuentemente mediante análisis de equilibrio límite en las etapas iniciales de ingeniería, siendo el método de Spencer (1967) uno de los más usados debido a su robustez y precisión en el cálculo del factor de seguridad.

La simplicidad del método de equilibrio límite, comparada con técnicas más avanzadas, permite obtener resultados rápidos, lo cual es crucial en escenarios donde la continuidad de la producción minera es prioritaria para evitar pérdidas económicas. En este contexto, los análisis de sensibilidad se convierten en una herramienta clave, ya que permiten evaluar el impacto de variaciones en condiciones geométricas y geotécnicas para identificar las soluciones más viables en plazos cortos.

Para el modelamiento geotécnico de taludes de roca, se emplean herramientas avanzadas que permiten simular el comportamiento del macizo rocoso y sus discontinuidades. Entre las metodologías más usadas destacan el criterio de resistencia de Hoek y Brown (2018) para macizos rocosos fracturados, y los criterios de Mohr-Coulomb y Barton y Bandis (1990) para caracterizar discontinuidades estructurales. Estas

herramientas son particularmente útiles en análisis que consideran las fases de excavación o conformación del talud.

En las etapas iniciales de diseño, cuando la información estructural es limitada y proviene mayormente de la superficie, es común realizar el diseño de bancos empleando la formulación empírica de Ritchie (1963) modificada posteriormente por Call y Savely (1990). Este enfoque establece criterios para la geometría de bermas y taludes que maximizan la retención de bloques desprendidos, basándose en análisis de sensibilidad que consideran el tamaño de los bloques, su energía cinética y las propiedades del macizo rocoso. La metodología también contempla trayectorias de bloques y asegura que las bermas tengan suficiente ancho para reducir su energía cinética y prevenir rebotes que puedan superar los límites de la berma.

En posteriores niveles de ingeniería, se incorpora información estructural obtenida mediante mapeo de superficie y profundidad, aplicando análisis estereográficos y cinemáticos para definir geometrías más detalladas. Uno de los enfoques destacados en este contexto es el de Gibson (2006), quien evaluó la interacción entre la altura, el ángulo de inclinación y el ancho de bermas para optimizar la estabilidad de bancos en tajos mineros. Este autor utilizó simulaciones numéricas y observaciones empíricas, integrando análisis de sensibilidad para identificar los parámetros críticos que equilibran seguridad y costos operativos.

Para el caso de evaluaciones de estabilidad de taludes a escala interrampa y global, se mencionan los siguientes aportes:

Hoek y Bray (1981) introdujeron métodos fundamentales de equilibrio límite para la estabilidad de taludes, destacando la influencia de parámetros geotécnicos clave como el ángulo de fricción, la cohesión y la presión de poros. Sus conceptos han servido como base para el desarrollo de análisis de sensibilidad modernos.

Duncan y Wright (2005) señalaron que los análisis de sensibilidad permiten comprender el impacto de variaciones en las propiedades del suelo y roca, como la resistencia al corte, la saturación y las tensiones inducidas por excavaciones profundas.

Hammah et al. (2005) combinaron análisis de sensibilidad y enfoques probabilísticos para evaluar la estabilidad de tajos mineros, considerando la incertidumbre en parámetros como el ángulo de fricción y la cohesión, lo que permite un diseño más robusto y adaptado a escenarios reales.

Estos antecedentes aportan una base sólida para la investigación de esta tesis, enfocada en la evaluación y optimización del diseño de taludes mineros mediante el análisis de sensibilidad y el uso de herramientas avanzadas de modelamiento geotécnico.

Capítulo II. Marcos teórico y conceptual

En este capítulo se describe las implicancias en una operación a tajo abierto y las etapas seguidas al llevar a cabo estudio geotécnico en este tipo de estructuras. Esto permitirá entender la utilidad de los análisis desarrollados en esta tesis.

2.1 Minería a tajo abierto

Para diseñar una mina se debe cumplir muchos aspectos y objetivos, siendo los principales por definir: el método de minado, la geometría de la mina, el ritmo de producción anual y la ley de corte, las etapas de extracción, entre otros.

A inicios del siglo XX, la explotación de yacimientos de baja ley se hizo posible y económicamente rentable debido a la práctica de la minería a cielo o tajo abierto, esto debido a que los yacimientos de alta ley se encuentran prácticamente agotados (Ramos, 2010).

Este método de explotación (ver Figura 1) requiere el movimiento de grandes masas de roca, el procesamiento de miles de toneladas de material por trituración y separación de minerales, para extraer el mineral de forma económica; lo cual es un problema para la pequeña minería ya que no puede producir a los niveles de escala necesarios para hacer rentable la explotación a cielo abierto.

Actualmente, se estima que las minas a cielo abierto constituyen entre el 60 a 70 % de la minería mundial. Esto va cambiando debido a la demanda de minerales, avances tecnológicos y regulaciones ambientales.

Figura 1

Explotación de un yacimiento en una mina a cielo abierto.

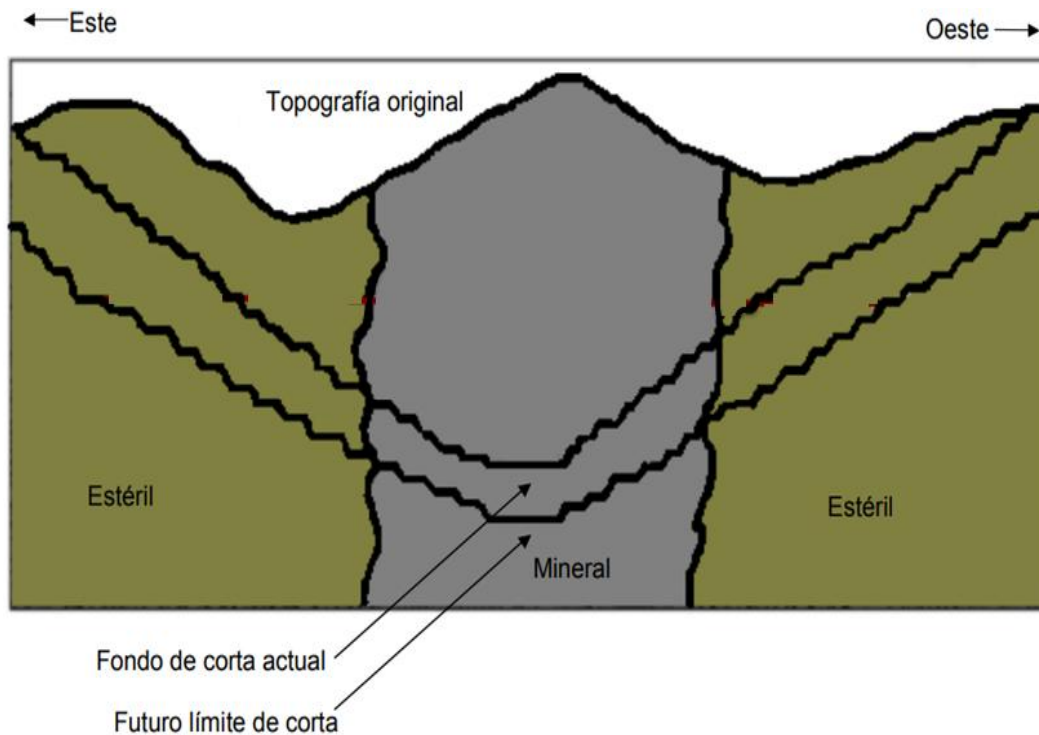


Las minas que utilizan el método de explotación a cielo abierto actualmente alcanzan grandes profundidades de excavación. Esto se debe a la necesidad de incrementar el beneficio económico, lo que también conlleva a que los taludes se diseñen con pendientes abruptas y en consecuencia aumente el riesgo de falla.

Un ejemplo de esta situación se presentó en la mina Bingham Canyon (ver Figura 2), ubicada al suroeste de Salt Lake City en los Estados Unidos, cuya explotación de cobre se inició en 1906. La explotación de esta mina involucró la mayor excavación a nivel mundial que se haya realizado en cuanto a volumen de tierra movilizada, siendo considerada la mina de mayor profundidad (superando los 1210 m) hasta antes del gran deslizamiento ocurrido el año 2013, el cual sepultó el fondo del tajo excluyéndolo de ser el más profundo a nivel mundial. Se deslizaron más de 165 millones de toneladas de material, ocasionando que se cubrieran los dos tercios de la parte inferior del tajo. Como consecuencia del deslizamiento, la producción disminuyó al 50%, (Pankow et al., 2013).

Figura 2

Sección esquemática de la mina Bingham Canyon.



Nota: fuente Herrera (2006).

Herrera (2006) señala que las explotaciones mineras a cielo abierto concurren en las siguientes circunstancias:

- Se explotan yacimientos masivos ubicados a gran profundidad y de minerales de baja ley, lo cual induce a profundizar la excavación ya que, por la estructura o buzamiento del yacimiento, el mineral se encuentra en el fondo.
- La explotación se realiza mediante el banqueteo descendente, con secciones verticales de forma troncocónica y un gran número de bancos.
- La explotación se realiza en un entorno de roca dura, resistente y en algunos casos abrasiva, lo que requiere del uso de explosivos (voladura) como técnica de arranque, de la carga con grandes excavadoras y el transporte con volquetes mineros.
- La necesaria profundización exige la extracción de materiales estériles que tienen que ser depositados en botaderos o depósitos de material estéril.

Finalmente, la geometría del talud termina siendo determinada por un balance entre rentabilidad para la mina y la estabilidad de los taludes del tajo. Por lo tanto, se debe distinguir el riesgo e importancia que tiene una rotura a nivel global o interrampa con respecto a una a nivel de banco.

Para fallas a nivel de banco, las discontinuidades son las que influyen más en la estabilidad y superficie de falla que las mismas propiedades de la roca. Caso contrario ocurre en taludes a nivel de interrampa y globales donde las propiedades de la roca son las determinantes en la estabilidad.

Los bancos cumplen con la finalidad de mantener seguro al personal y a la maquinaria de la caída de rocas durante la operación del tajo. El talud interrampa viene a ser la secuencia de bancos, y los taludes globales la secuencia de taludes interrampa desde el fondo del tajo hasta la cresta de los taludes de este (ver Figura 3). Para verificar la estabilidad del diseño geométrico propuesto en un tajo, se puede usar métodos de análisis tales como el de equilibrio límite, usado para el desarrollo de la presente tesis.

2.1.1 Ventajas

- Este método de explotación posibilita la extracción de minerales de baja ley de los yacimientos, lo cual no sería económicamente factible al usar otro método.
- La cantidad de accidentes en la operación es menor que las ocurridas en la minería subterránea.
- Con una adecuada remediación se reducen al mínimo los siguientes impactos: impacto visual, modificación de la topografía, alteración de cursos de agua y contaminación geoquímica de aguas subterráneas.

2.1.2 Desventajas

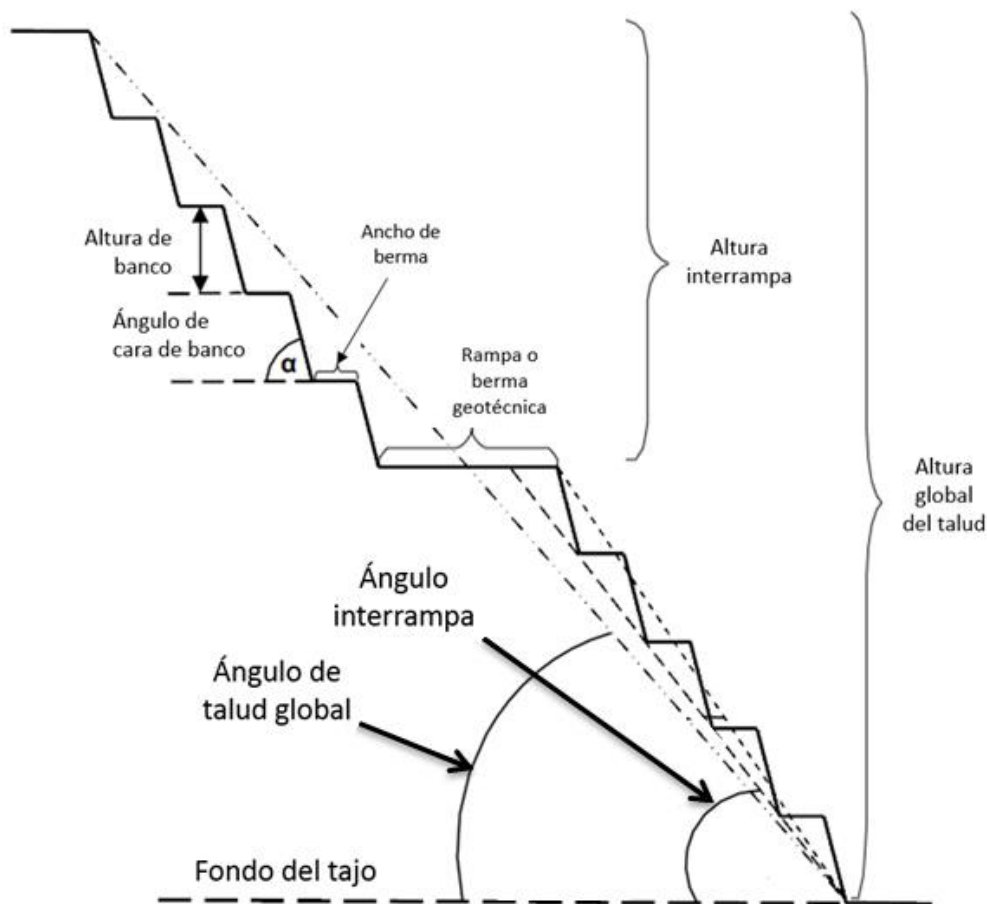
- La minería a cielo abierto tiene un impacto paisajístico. En las proximidades de los centros urbanos la vista de este impacto es lo que se conoce como contaminación visual. En los últimos años este impacto ha disminuido considerablemente con los programas de remediación al momento del cierre, ya que obligan desde el inicio de la explotación a formar un fideicomiso, con el

cual una vez cerrada la mina se proceda a la remediación del espacio impactado.

- La explotación de grandes volúmenes de mineral produce material estéril de desecho (desmonte de mina).
- La voladura origina partículas de suspensión, que podría ocasionar problemas respiratorios en el personal que interviene en la operación.

Figura 3

Sección ilustrativa de los elementos geométricos de los taludes de un tajo.



Nota: fuente Gibson et al. (2006).

2.2 Etapas del estudio geotécnico de taludes de un tajo abierto

El estudio geotécnico de taludes en un tajo abierto presenta varias etapas, las cuales son fundamentales para lograr el objetivo de asegurar la estabilidad de los taludes,

y de ser posible optimizar estos taludes en su inclinación, con la finalidad de aumentar la cantidad de mineral de baja ley que se extraerá del tajo, y de disminuir la cantidad de material estéril.

2.2.1 Investigaciones geotécnicas de campo

Las investigaciones geotécnicas de campo que se pueden realizar en tajos mineros (dependiendo del nivel de ingeniería o necesidad de información complementaria) implica: excavación de calicatas (dependiendo si se presentará suelos en los taludes del tajo), perforaciones diamantinas orientadas (con registro de orientación juntas), estaciones geomecánicas (celdas/líneas de detalle) y mapeo geológico - geotécnico; como ensayos de campo puede realizarse: índice de carga puntual en campo, estimación indirecta de la resistencia a la compresión uniaxial (mediante el uso del martillo Schmidt, penetrómetro aguja, etc); complementándose finalmente todas entre sí. Todas estas con el propósito de caracterizar los materiales que conformarán los taludes del tajo en su configuración final.

2.2.1.1 Investigaciones geotécnicas superficiales.

2.2.1.1.1 Calicatas.

Las calicatas (ver Figura 4) son excavaciones cuyo fin es descubrir el perfil estratigráfico del terreno natural de manera directa para luego muestrear los materiales encontrados, los cuales muchas veces terminan disturbados; sin embargo, también podría obtenerse bloques inalterados de suelo (cuando la matriz es predominantemente fina). A las muestras de suelo se les realiza los ensayos de laboratorio necesarios para simular su comportamiento en las condiciones que estará expuesto durante y al finalizar la excavación del tajo. Debido a la gran profundidad alcanzada por los tajos, las calicatas solo proveen información superficial (usualmente 5 m de profundidad) no siempre relevante.

Figura 4

Excavación mecánica de una calicata.



2.2.1.1.2 Mapeo geológico-geomecánico.

Consiste en el levantamiento de información geológica y geomecánica para caracterizar un afloramiento rocoso mediante apreciación visual y apoyándose de equipos de campo tales como: libreta de campo, brújula azimutal, picota de geólogo, lápiz de dureza, navaja, cinta métrica, perfiles de rugosidad, peine de Barton y martillo Schmidt. Esto permite al ingeniero de campo caracterizar el afloramiento rocoso a través de parámetros in situ. Para realizar el mapeo geomecánico en superficie, las metodologías usadas son:

2.2.1.1.3 Línea de detalle.

Consiste en medir y registrar las características de todas las estructuras que cruzan una línea trazada por una cinta métrica para registrar todas las estructuras que la crucen,

se mide y registra la orientación del talud, luego se hace lo mismo para la línea y se identifican todas las estructuras para registrar datos como: la distancia de intersección respecto al origen, la orientación de la discontinuidad (buzamiento y dirección de buzamiento), tipo de terminación (indefinida, en roca intacta, o en otra discontinuidad), tipo de discontinuidad, persistencia, apertura, relleno, rugosidad, resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad, meteorización y presencia de agua. En la Figura 5, se muestra una línea de detalle trazada en un afloramiento rocoso (cara de un banco).

Figura 5

Estación geomecánica realizada por el método de línea de detalle.



Nota: fuente Osinergmin (2018).

2.2.1.1.4 Celdas de detalle.

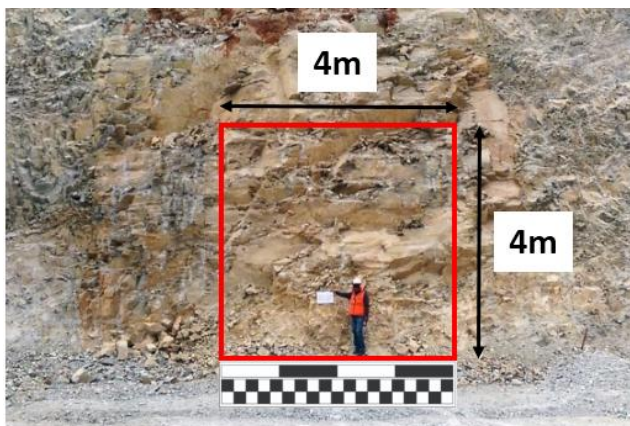
Consiste en recopilar todos los datos estructurales en un área específica de un afloramiento rocoso. También, pueden registrarse solo las características de las familias identificadas dentro de la celda (por ejemplo: orientación, persistencia, espaciamiento y condición del relleno), aunque se requiere precaución ya que este procedimiento puede

introducir sesgos subjetivos en los datos. En la Figura 6, se muestra una celda definida en un afloramiento rocoso (cara de un banco).

Usualmente se ubican varias celdas dentro de las unidades de mapeo en los bancos. La distancia de separación entre celdas se define según la variación en las características del macizo rocoso, y debería abarcar entre el 10 a 25% de la zona de mapeo, dependiendo de la complejidad de la geología de la zona.

Figura 6

Estación geomecánica realizada por el método de celda de detalle.



2.2.1.1.5 Ensayos de rebote con el Martillo Schmidt.

Este ensayo consiste en medir la resistencia al rebote de la superficie de la roca ensayada (ver Figura 7). La medida del rebote se correlaciona con la resistencia a la compresión simple mediante un gráfico desarrollado por Deere y Miller (1966) que contempla el peso unitario de la roca y la orientación del esclerómetro respecto al plano ensayado.

El valor de dureza de rebote (R) se usa para estimar la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y/o el módulo de elasticidad (E) de la roca intacta. El martillo Schmidt también se usa para estimar la resistencia a la compresión en las paredes de una discontinuidad (JCS).

Figura 7

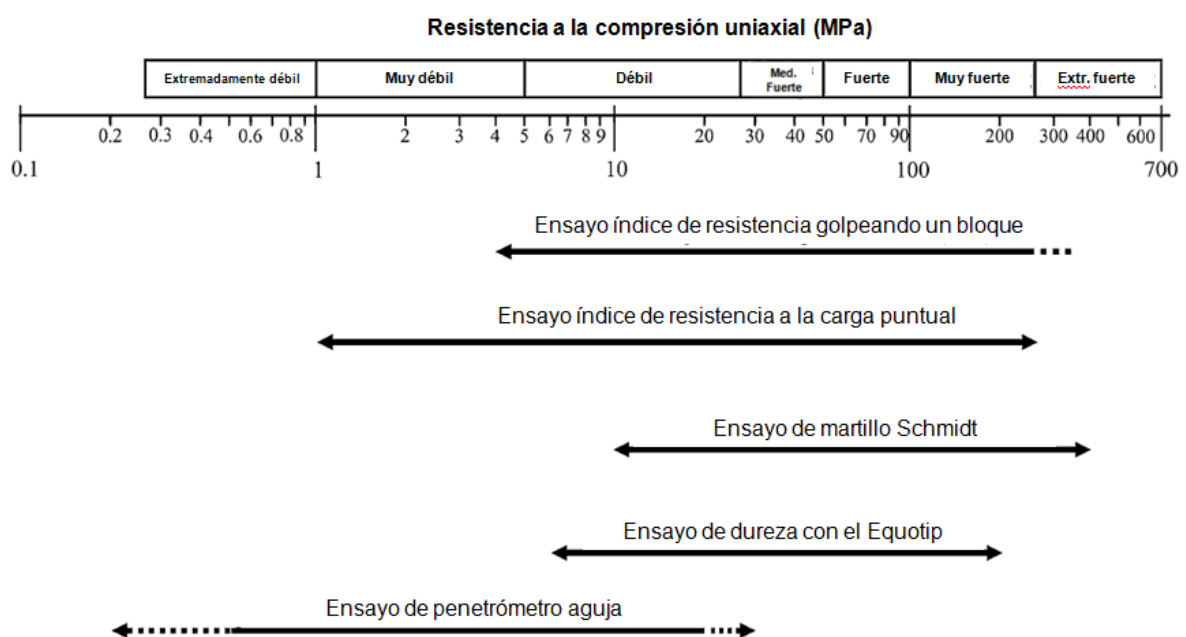
Ensayo de resistencia in situ con el martillo Schmidt en afloramiento rocoso.



En la Figura 8 se muestran los rangos de aplicabilidad, recomendados por la Sociedad internacional de mecánica e ingeniería de rocas (ISRM, por su acrónimo en inglés), de los distintos instrumentos (ensayos no destructivos) usados para la estimación de la resistencia a la compresión uniaxial.

Figura 8

Rangos de aplicabilidad para estimar el UCS con instrumentos de campo.



Nota: fuente Ulusay y Erguler (2012).

2.2.1.2 Investigaciones geotécnicas profundas.

2.2.1.2.1 Perforaciones Diamantinas.

Las perforaciones diamantinas son ejecutadas para auscultar el terreno a grandes profundidades, principal limitación de las calicatas y estaciones geomecánicas.

Se realizan usando máquinas perforadoras especiales (ver Figura 9) que introducen tuberías de diámetros estandarizados empleando una broca diamantina u otras herramientas de corte. La roca y suelo que ingresan dentro de la tubería de perforación son extraídas, pudiendo obtenerse muestras disturbadas o testigos de roca intacta. Estas muestras son caracterizadas en campo midiéndose diversos parámetros geotécnicos como: resistencia de la roca intacta, RQD (Rock Quality Designation), espaciamiento de discontinuidades y su condición (persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración) y condición del agua subterránea; usando la clasificación geomecánica propuesta por Beniaowski (1989) para la obtención del RMR (Rock Mass Rating) una medida de la calidad o competencia de la roca.

Las perforaciones diamantinas, en conjunto con las demás investigaciones de campo, permiten definir el modelo geológico-geotécnico para los propósitos de los análisis numéricos. El número de perforaciones depende de la disponibilidad de accesos, extensión del área a estudiar y etapa de ingeniería del proyecto. Pueden alcanzar profundidades considerables y orientarse de tal modo de obtener la información de un área objetivo. Además, permiten realizar diversos ensayos de campo como la orientación de fracturas, permeabilidad, medición de módulos elásticos, esfuerzos in situ, etc.

Figura 9

Ejecución de una perforación diamantina moderna, sobre terreno natural.



2.2.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos geotécnicos de laboratorio tienen como objetivo obtener las propiedades físicas (tales como la densidad, porosidad, etc.), y mecánicas (resistencia a la compresión, resistencia al corte de la matriz rocosa, resistencia a la tracción, resistencia al corte en las discontinuidades, entre otros) de los materiales que quedarán expuestos en los taludes del tajo minero. A continuación, se describe brevemente los principales ensayos de laboratorio:

2.2.2.1 Ensayo de propiedades físicas.

Este ensayo sigue los procedimientos del estándar ASTM D2216-10 y los métodos sugeridos por la ISRM (2007) para determinar el contenido de humedad, porosidad, densidad, absorción y propiedades relacionadas. Las mediciones realizadas son: el peso a humedad natural, el volumen de la muestra, el peso saturado y el peso seco. Luego de

realizar las mediciones se calculan: la densidad seca, densidad húmeda, porosidad aparente, absorción y peso específico aparente.

2.2.2.2 Ensayo de carga puntual.

Este ensayo sigue los procedimientos del estándar ASTM D5731-16 y el método sugerido por la ISRM (2007) para determinar la resistencia a la carga puntual; y permite determinar el índice de resistencia a la carga puntual de una muestra de roca al ser sometida a una carga concentrada aplicada a través de un par de placas cónicas truncadas esféricamente hasta hacerla fallar (ver Figura 10). El resultado se presenta en términos del índice de carga puntual corregido ($Is_{(50)}$), y su equivalente en términos de resistencia a la compresión simple, el cual se obtiene al multiplicarlo por un factor de correlación estándar (aunque este deberá calcularse con datos reales).

Figura 10

Equipo del ensayo de carga puntual.



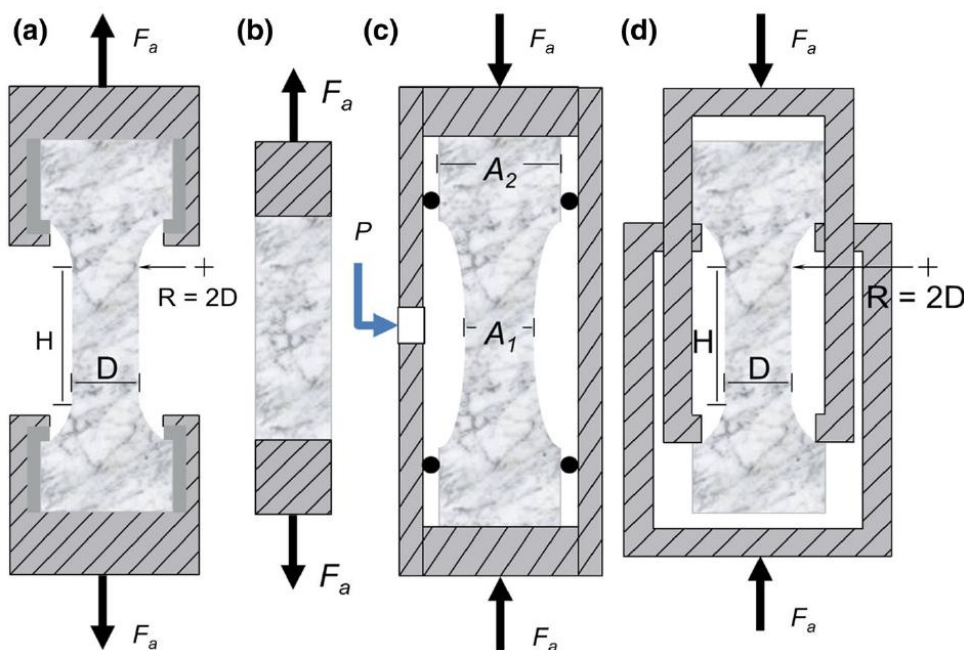
2.2.2.3 Ensayo de tracción directa.

Las especificaciones de este ensayo fueron establecidas por el estándar ASTM D2936-08. Hasta la fecha, el ensayo de tracción directa se considera el método más válido para determinar la resistencia a la tracción de la roca, ya que hay una mínima influencia externa cuando el ensayo se realiza correctamente (Hoek 1964).

Un ensayo válido debe ocasionar una falla en el punto medio de la muestra. Con las concentraciones de tensión en los extremos de la muestra, la falla puede iniciarse cerca de los agarres, lo que resulta un ensayo inválido. Fairhurst (1961) realizó ensayos en los que las concentraciones de tensión se redujeron directamente al cementar tapas del mismo diámetro en los extremos de la muestra (ver Figura 11), lo que resulta en una distribución de esfuerzo similar a la de un ensayo de compresión uniaxial. La dificultad con los agarres fijos o las tapas de los extremos es que la muestra puede fallar por torsión, ya que el mecanismo de transferencia de carga se tuerce durante la carga.

Figura 11

Ensayo de tracción directa.



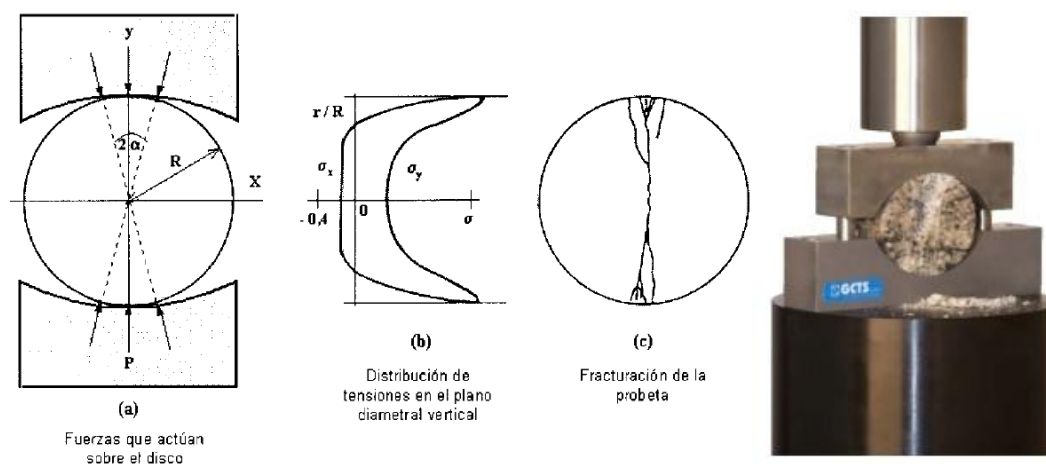
Nota: a) Mediante empuñaduras divididas para especímenes con forma de hueso de perro (forma descrita por Hoek 1964), b) Mediante tapas adheridas en los extremos mediante resina epóxica (para especímenes cilíndricos, ISRM 1978), c) Mediante extensión biaxial, Brace (1964) y, d) Mediante compresión generando tensión para pruebas de tracción, Gorski (1993) y Klanphumeesri (2010). Siendo F_a : Fuerza aplicada, R : radio, D : diámetro, A : área y P : presión de agua.

2.2.2.4 Ensayo de tracción indirecta.

Este ensayo sigue los procedimientos del estándar ASTM D3967-16 y el método sugerido por la ISRM (2007) para determinar la resistencia a la tracción indirecta mediante el ensayo denominado *brasileiro*; y permite estimar la resistencia a la tracción de la roca indirectamente. El ensayo consiste en aplicar una carga de compresión a una muestra con forma de disco, de diámetro mayor o igual a 54 mm, hasta producir su ruptura por esfuerzos de tracción perpendiculares a la dirección de la carga vertical aplicada. El esquema del ensayo se muestra en la Figura 12.

Figura 12

Ensayo de tracción indirecta



En general, el ensayo de tracción indirecta da mayores resistencias que el de tracción directa. El esfuerzo de tracción debería ser obtenido de un ensayo de tracción

uniaxial directa, pero este ensayo es difícil y caro de ser realizado repetidamente. Por este motivo, es común usar correlaciones (por ejemplo: Nicksiar y Martin (2013) sugieren $T_d = 0.77 \times T_i$) para calcular la resistencia a la tracción de una roca a partir de resultados de ensayos de tracción indirecta.

2.2.2.5 Ensayo de compresión simple (UCS).

Este ensayo sigue los procedimientos del método C del estándar ASTM D7012-14E1 y el método sugerido por la ISRM (2007) para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de materiales rocosos; y presenta la resistencia a la compresión de una muestra de roca sin considerar el efecto de confinamiento in situ.

El ensayo se realiza sobre un cilindro de roca (de bases paralelas y de relación longitud/diámetro: 2 a 2.5), al que se aplica gradualmente una fuerza axial hasta que se produce la rotura. Se obtienen valores de fuerza, magnitud y velocidad de aplicación. En la Figura 13 se muestra el equipo utilizado para realizar este ensayo.

Figura 13

Equipo del ensayo de compresión simple.



2.2.2.6 Ensayo de compresión triaxial.

Este ensayo sigue los procedimientos del método A del estándar ASTM D7012-14E1 y el método sugerido por la ISRM (2007) para determinar la resistencia de los materiales rocosos a la compresión triaxial; y presenta la resistencia a la compresión de una muestra cilíndrica de roca en estado no drenado y simulando el efecto de confinamiento in situ. En la Figura 14 se muestra el equipo utilizado para realizar este ensayo.

Figura 14

Equipo del ensayo de compresión triaxial.

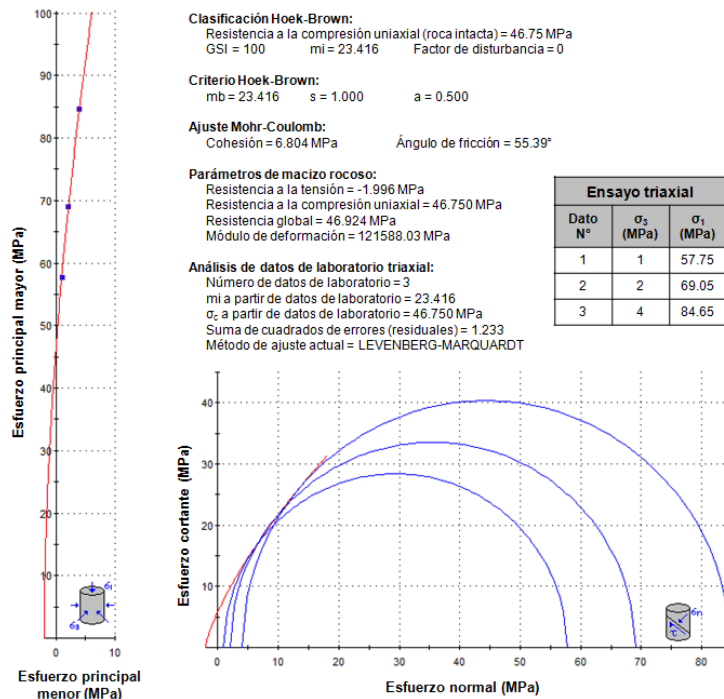


En un ensayo de compresión triaxial, la carga axial y su esfuerzo principal correspondiente simulan el esfuerzo principal mayor que actúa en la corteza (σ_1); mientras que la tensión radial producida por la presión hidráulica representa el esfuerzo principal menor σ_3 . Cada par de valores σ_1 y σ_3 obtenidos, sirven para construir la envolvente de esfuerzos de Mohr. Esta envolvente de esfuerzos puede ajustarse al criterio de rotura Hoek-Brown considerando un $GSI = 100$ (roca intacta), lo cual permite obtener: la resistencia a la compresión simple y la constante m_i que se usarán para los análisis de

estabilidad. En la Figura 15 se muestra un ejemplo del tratamiento de los datos colectados en el ensayo de compresión triaxial.

Figura 15

Ejemplo de análisis de datos de los ensayos triaxiales.

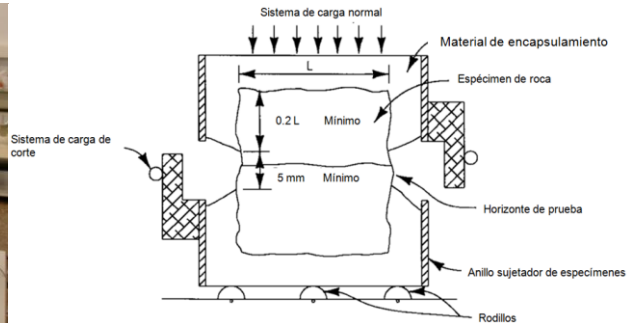
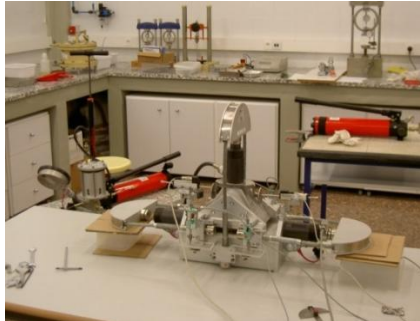


2.2.2.7 Ensayo de corte directo.

Este ensayo sigue los procedimientos del estándar ASTM D5607-16 y el método sugerido por la ISRM (2015) para determinar la resistencia al corte directo; y permite estimar la resistencia al corte de una discontinuidad al aplicarle una fuerza en dirección paralela a esta. Esta estimación dará a conocer el valor del ángulo de fricción pico y residual (ϕ_r) en la discontinuidad. Este ensayo se puede aplicar en rocas duras o blandas y en testigos de roca que contengan planos de falla o discontinuidades naturales o artificiales. En la Figura 16 se muestra el equipo y un esquema de sus partes del equipo.

Figura 16

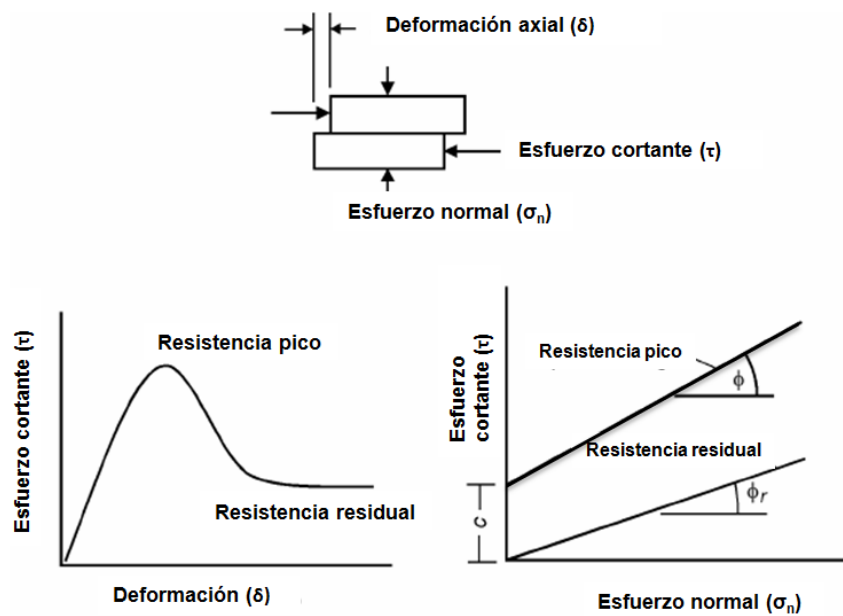
Equipo y esquema del ensayo de corte directo en discontinuidades.



En la Figura 17 se muestran, cualitativamente, la comparación de resistencias que se pueden obtener del ensayo para la condición pico y residual.

Figura 17

Gráfica de resultados de ensayo de corte directo.



Nota: Fuente Hoek (2002).

2.2.3 Caracterización geotécnica y estructural

Las investigaciones de campo, ensayos de campo y de laboratorio deben complementarse para definir las propiedades de resistencia cortante a los materiales involucrados en el diseño geotécnico.

Para cuantificar la calidad de los macizos rocosos (y posteriormente definir su resistencia al corte) se usa clasificaciones geomecánicas que permiten caracterizar los macizos rocosos a partir de ensayos simples y observaciones de campo. En la actualidad existen varios sistemas de clasificación, los que más destacan para su aplicación en taludes son: RQD, RMR y GSI.

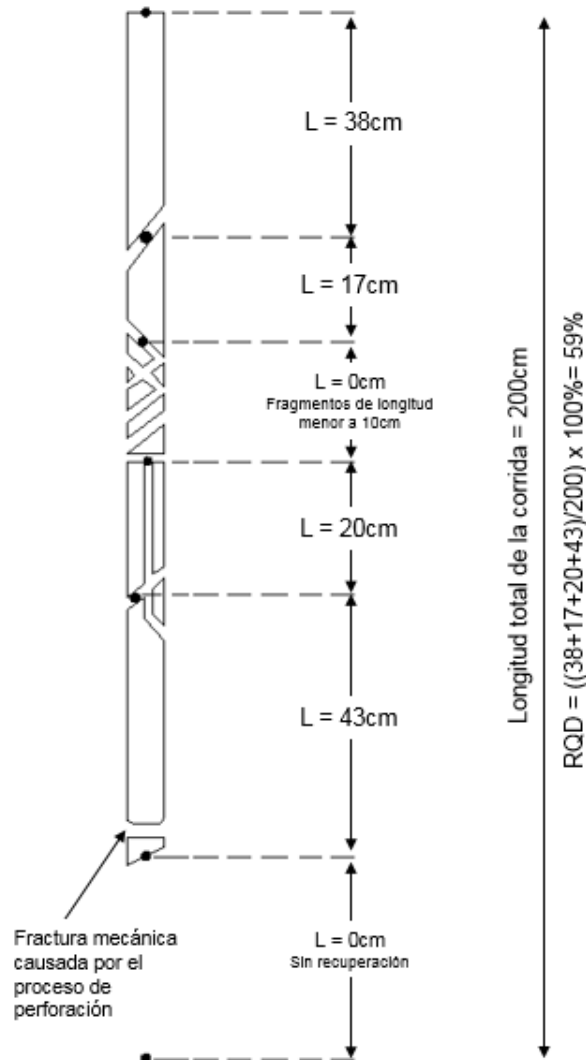
2.2.3.1 Sistemas de clasificación geomecánica.

2.2.3.1.1 Rock Quality Designation (RQD).

El RQD representa la razón (en porcentaje) de la longitud total de tramos de núcleos de perforación, que tienen por lo menos 10cm de longitud, y la longitud del tramo de perforación registrado. Para determinar el RQD, todas las fracturas mecánicas deben ser identificadas e ignoradas al contar la longitud del núcleo. El esquema para determinar el RQD en una perforación se muestra en la Figura 18.

Figura 18

Procedimiento para determinar el RQD usando núcleos.



Nota: Fuente Deere (1989).

2.2.3.1.2 Rock Mass Rating (RMR).

El RMR es un sistema de clasificación geomecánica desarrollado por Bieniawski (1973, 1976, 1979 y 1989), y es uno de los más utilizados para la caracterización de los macizos rocosos. El sistema RMR considera 5 parámetros básicos que representan condiciones distintas de la matriz rocosa y las discontinuidades. Estos parámetros son: 1) Resistencia compresiva de la roca intacta (UCS, PLT), 2) Índice de

calidad de la roca (RQD), 3) Espaciado de las discontinuidades, 4) Condición de las discontinuidades, 5) Condición de agua subterránea. A cada uno de los parámetros se les asigna un valor, dentro de un rango preestablecido. El RMR se obtiene como la suma total de los mismos. Este sistema RMR es conocido como “RMR básico” y este da un valor que varía entre 0 a 100 según lo establecido por Bieniawski (1973).

Tabla 1

Clasificación del macizo rocoso según el valor de RMR.

RMR₈₉	Descripción
81 - 100	Roca muy buena
61 - 80	Roca buena
41 - 60	Roca regular
21 - 40	Roca mala
< 21	Roca muy mala

Los parámetros y puntuaciones usadas para determinar la calidad geotécnica del macizo rocoso se presentan en la Tabla 2. La tabla refleja cambios a las puntuaciones hechas por Bieniawski entre 1976 y 1979, y reformulado en 1989.

Tabla 2

Diferencias de puntuaciones entre el RMR₇₆ y RMR_{79, 89}

Parámetro	RMR₇₆	RMR₈₉
Resistencia a la compresión simple	0-15	0-15
RQD	3-20	0-20
Espaciamiento de las discontinuidades	5-30	5-20
Condición de las discontinuidades	0-25	0-30
Presencia de agua subterránea	0-10	0-15
RMR básico	8-100	8-100
Ajuste por orientación de discontinuidades	0-60	0-60

Cuando se usa el RMR para el diseño de taludes de tajos abiertos, sin importar la versión usada, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones prácticas:

- Condición de agua subterránea: el macizo rocoso debe ser considerado como completamente seco y la puntuación asignada debería ser 10 (para RMR_{76}) o 15 (para $RMR_{79, 89}$). La presión de poros debe considerarse explícitamente en el análisis de estabilidad.
- El ajuste por orientación de discontinuidades: Esto debe considerarse como muy favorable, por lo que el factor de ajuste será cero. El efecto de discontinuidades debería tomarse en cuenta en la evaluación de la resistencia del macizo rocoso y/o el análisis de estabilidad.
- El parámetro RQD: El RQD se mide sumando la longitud de todas las piezas sólidas de núcleo de roca fresca, ligeramente alterada y moderadamente intemperizada de más de 10 cm de longitud total dentro de la corrida, expresado como un porcentaje.

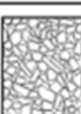
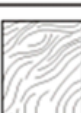
2.2.3.1.3 Geological Strength Index (GSI).

El índice de resistencia geológica (GSI) fue desarrollado por Hoek y Brown (1980) cuando era usado en el formato original de RMR (Bieniawski, 1974) como soporte del criterio de rotura de macizos rocosos. A diferencia del RMR, este se obtiene de forma simplificada y visual a partir de dos parámetros: la estructura del macizo rocoso y el estado superficial del mismo.

- La estructura del macizo rocoso está en función del grado de fracturamiento. Para ello, se definen 5 categorías en función de la interconexión de bloques.
- El estado superficial del macizo rocoso está relacionado con la resistencia de la roca intacta y las características de las discontinuidades (resistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración); definiéndose cinco subcategorías en función de la calidad de la superficie. El GSI presenta valores que varían desde 0 a 100. Con idéntica ponderación entre los distintos parámetros que lo componen. En la Figura 19 se muestra la carta para obtener el GSI.

Figura 19

Carta para obtener el GSI.

ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA (GSI)		CONDICIÓN SUPERFICIAL				
		MUY BUENA	BUENA	REGULAR	MALA	MUY MALA
ESTRUCTURA		DISMINUCIÓN DE LA CALIDAD SUPERFICIAL →				
	INTACTA O MASIVA - especímenes de roca intacta o roca masiva con poca presencia de discontinuidades y además ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A
	FRACTURADA - macizo rocoso bien interconectado y no disturbado, conformado por bloques de roca originados de la intersección de 3 sistemas de discontinuidades	80	70			
	MUY FRACTURADA - interconectada, parcialmente disturbada con bloques angulares formados por 4 o más sistemas de juntas		60	50		
	FRACTURADA/DISTURBADA - plegada con bloques angulares formados por la intersección de muchos sistemas de discontinuidades, persistencia de estratos o esquistosidad			40	30	
	DESINTEGRADA - Pobremente interconectada, macizo rocoso altamente fracturado conformado por una mezcla de bloques angulosos y redondeados				20	
	LAMINADA/CIZALLADA - Ausencia de bloques formados debido al poco espaciamiento de la esquistosidad o a los planos de cizalla	N/A	N/A			10

Nota: Fuente Hoek (2006).

2.2.3.2 Criterio de Falla en Macizos Rocosos.

En la presente tesis se comentará el criterio de falla comúnmente más usado para representar el comportamiento de la roca en distintas condiciones en taludes.

El criterio Hoek-Brown es un criterio empírico desarrollado para roca intacta y derivado de un 'mejor-ajuste' de los datos de resistencia graficados en el espacio σ_1 vs σ_3 . Posteriormente sirvió como base para desarrollar el criterio Hoek-Brown generalizado que se usa para macizos rocosos fracturados.

2.2.3.2.1 Hoek-Brown.

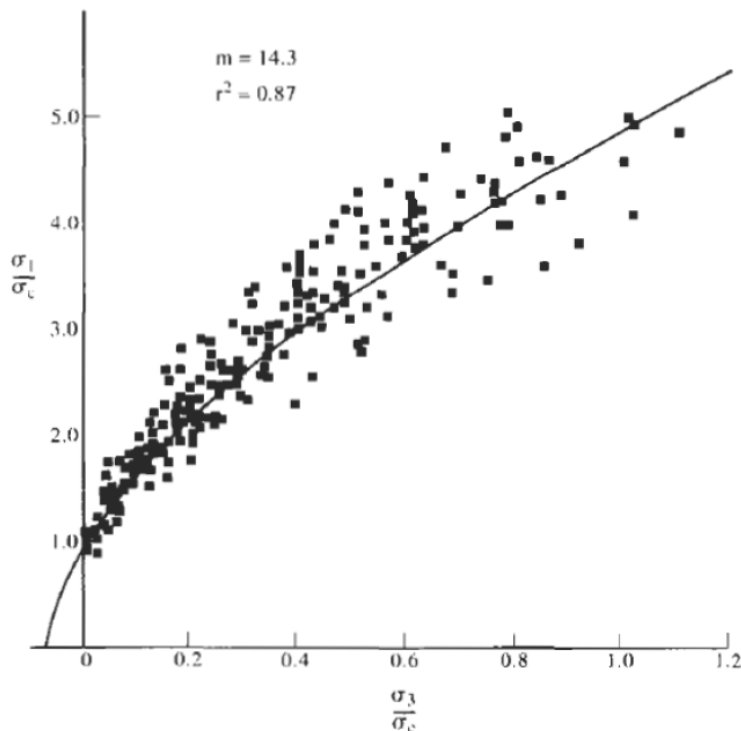
Este método empírico lo desarrollaron Hoek y Brown (1980) como una alternativa al retroanálisis para determinar la resistencia de macizos rocosos fracturados.

El criterio parte de las propiedades de roca intacta, y luego introduce factores para reducir estas propiedades basadas en la caracterización de juntas en una masa rocosa. Se buscó vincular el criterio a las observaciones geológicas mediante uno de los esquemas de clasificación de macizo rocoso, eligiendo el RMR (1976).

Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) realizaron una revisión permitiendo generalizar el criterio para también ser usado en macizos rocosos. Este criterio empírico es derivado del mejor ajuste a los datos de falla experimental graficados en el espacio $\sigma_1 - \sigma_3$ como se muestra en la Figura 20.

Figura 20

Ajuste no lineal de datos de ensayos triaxiales en roca ($\sigma_1 - \sigma_3$).



El criterio se expresa como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (2.1)$$

Donde,

σ'_1 : Esfuerzo principal efectivo mayor en falla σ'_3 : Esfuerzo principal efectivo menor en falla

σ_{ci} : Resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta

s: Relaciona el grado de fracturamiento en el espécimen. Es una representación de la cohesión de la roca. En rocas intactas este valor es 1 y, en rocas altamente fracturadas tiende a cero.

m: Está relacionado al grado de 'interconexión de bloques' presente. En roca intacta el valor es alto, y se reduce según el incremento del fracturamiento.

Para usar el criterio de rotura Hoek-Brown generalizado se requiere conocer la resistencia a la compresión no confinada (σ_{ci}), el índice geológico de resistencia (GSI), una constante intrínseca de la roca (m_i) y el factor de disturbancia (D).

A continuación, se explica cómo se pueden coleccionar los datos necesarios para el cálculo de los parámetros usados en el criterio Hoek-Brown generalizado:

- La resistencia a la compresión no confinada se obtiene por medio de ensayos de laboratorio o correlaciones de los resultados de los ensayos de carga puntual con los ensayos de compresión no confinada.
- En la determinación del índice de resistencia geológica (GSI), se debe definir en forma empírica la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, basándose en las condiciones estructurales (grado de fracturamiento) y condiciones superficiales (alteración, forma de fracturas, relleno); según apreciaciones de campo.
- Las dos condiciones definidas (estructura y condición superficial) se identifican en la Figura 19, para luego ser intersecadas y obtener el valor de GSI correspondiente. Para el desarrollo de la presente tesis, el GSI de las estaciones geomecánicas mapeadas se obtuvo guiándose de la Figura 19; y para las perforaciones se obtuvo por medio de correlaciones de los RMR obtenidos ($GSI = RMR89 - 5$, para $RMR > 23$).

- La constante m_i , la cual varía según el tipo de litología y alteración de la roca, se obtiene de los ensayos triaxiales.
- El factor de disturbancia D (ver Figura 21) se elige según el grado de afectación estimada o daños que presentará el macizo debido a efectos de voladura y/o desconfinamiento por la excavación lo cual ocasiona relajación de esfuerzos y aumenta el fracturamiento en el macizo rocoso. Este varía de 0 a 1 para macizos no disturbados a muy disturbados, respectivamente. Este factor disminuye con la distancia a la cara del talud que ha sido excavado luego de la voladura.

Figura 21

Factor de disturbancia (D) en tajos propuesta por Hoek (2006).

	Los taludes de una mina a cielo abierto experimentan daños debido al efecto de la voladura y la relajación de esfuerzos producida por la excavación.	D = 1.0 Voladura debido a la operación
	En rocas blandas la explotación del tajo puede realizarse únicamente mediante excavación mecánica, lo que origina que el daño en los taludes sea menor.	D = 0.7 Excavación mecánica

2.2.3.3 Criterio de Falla en Discontinuidades.

Para casos de estabilidad está gobernada por discontinuidades, es común el uso del criterio de Mohr-Coulomb (en juntas planas-lisas) para determinar las resistencias al corte en ese tipo de juntas. Para juntas onduladas-rugosas, el primer criterio de resistencia no lineal fue desarrollado por Barton (1973, 1976) y es ahora conocido como el criterio de Barton-Bandis para la determinar resistencia y deformabilidad (Barton y Bandis (1991)).

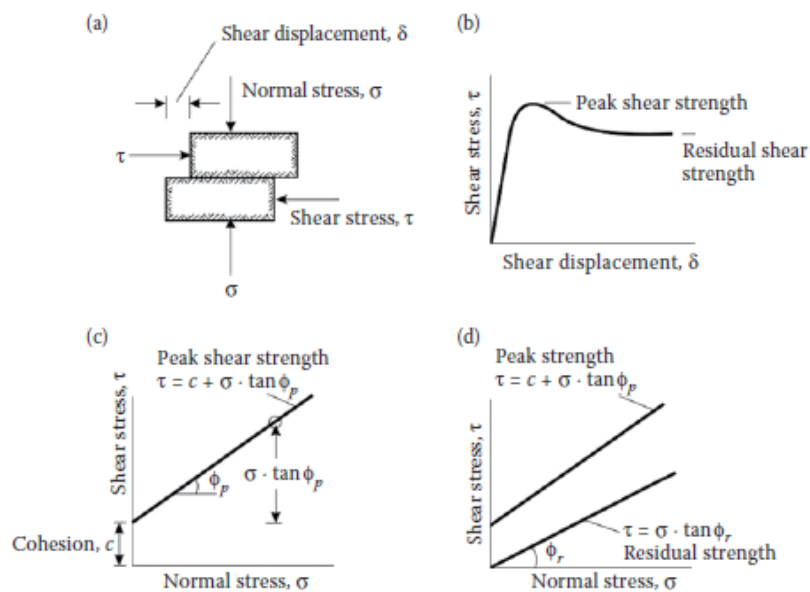
2.2.3.3.1 Mohr-Coulomb.

En el diseño de taludes de roca, se supone la resistencia al corte de la superficie de deslizamiento se expresa en términos de cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ). La aplicación de estos dos parámetros de resistencia se analiza en los siguientes párrafos.

Al realizar un ensayo de corte directo a un espécimen de roca (Figura 22a) que contiene una discontinuidad plana y lisa, realizado con un esfuerzo normal constante; en la Figura 22b se muestra un gráfico del esfuerzo cortante versus el desplazamiento cortante. En pequeños desplazamientos, la muestra se comporta elásticamente y el esfuerzo cortante aumenta linealmente con el desplazamiento. A medida que se supera la fuerza que resiste el movimiento, la curva se vuelve no lineal y luego alcanza un máximo que representa el pico de resistencia de la discontinuidad. A partir de entonces, el esfuerzo requerido para causar el desplazamiento disminuye y finalmente alcanza un valor constante denominado resistencia residual.

Figura 22

Definición de la resistencia al corte de la superficie de discontinuidad.



Nota: a) ensayo de corte en discontinuidad; b) gráfica de desplazamiento cortante vs esfuerzo cortante; c) Diagrama de Mohr de resistencia pico; d) Diagrama de Mohr de resistencia pico y residual

Si se grafican los valores máximos de resistencia al corte de los ensayos realizados a diferentes niveles de esfuerzos normales, se obtiene una relación que se muestra en la Figura 22c; esto se denomina diagrama de Mohr. Con base en esa relación, la resistencia máxima al corte se define mediante la ecuación.

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi_p \quad (2.2)$$

Si los valores de esfuerzo cortante residual en cada esfuerzo normal aplicado son graficados en el diagrama de Mohr, la línea de resistencia al corte es obtenida tal como se muestra en la Figura 22d, y está definido por la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma \times \tan \phi_r \quad (2.3)$$

2.2.3.3.2 Criterio de Barton-Bandis.

Las discontinuidades encontradas en macizos rocosos son típicamente irregularmente rugosas. Barton y co-autores (Barton 1973, 1976, Barton y Choubey 1977, Barton y Bandis 1980) desarrollaron un procedimiento para estimar la resistencia al corte pico o máxima de estas discontinuidades a partir de un ángulo de fricción básica (ϕ_b), un índice de rugosidad (JRC), la resistencia pico de la roca en las juntas (JCS) y el esfuerzo normal al cual la junta es sometida se presenta según la siguiente expresión empírica no lineal:

$$\tau_{max} = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.4)$$

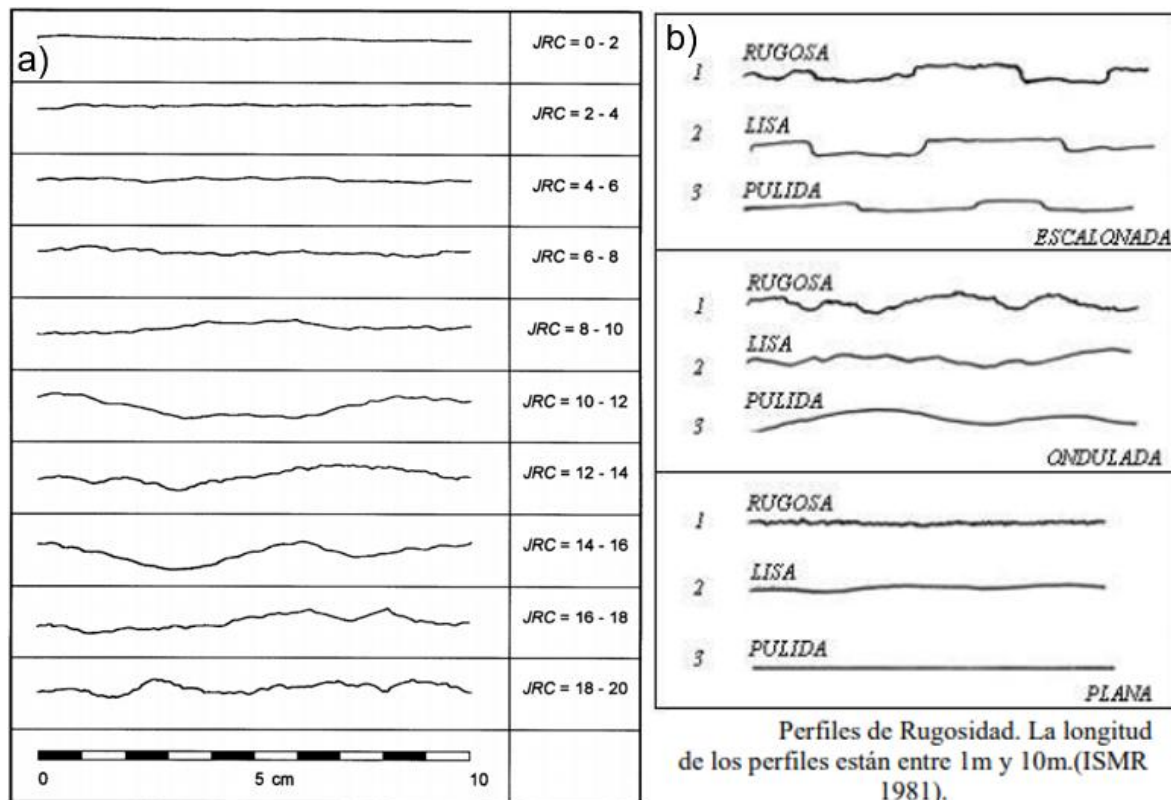
A continuación, se definen los parámetros necesarios en este criterio:

- Coeficiente de rugosidad de juntas (JRC)

El JRC varía desde 0 (superficies lisas, planas y pulidas) hasta 20 (superficies onduladas rugosas), y puede ser estimado mediante la comparación visual de la condición superficial con los perfiles estándar basados en una combinación de irregularidades de superficie (en una escala de varios centímetros) y ondulaciones (en una escala de varios metros) como se ve en la Figura 23.

Figura 23

Comparación del perfil real de asperezas con perfiles estándar.



Nota: a) Perfiles estándar de rugosidad y valores de JRC correspondientes, propuestos por Barton y Choubey (1977), y b) Perfiles estándar para definir el JRC propuestos por Barton (1987).

Barton y Bandis (1981) proponen reproducir la rugosidad de una junta usando un perfilómetro o peine de Barton. El peine de Barton, mostrado en la Figura 24, reproduce la

rugosidad real del perfil para luego compararlo con los perfiles estándar mostrados en la Figura 23 o 27 (según la longitud del peine).

Figura 24

Peine de Barton usado para reproducir la rugosidad real.



Ensayo de tablero inclinado (Tilt test): En este ensayo las 2 partes de una roca, separadas por una junta, son colocadas sobre un plano para luego inclinarlo ligeramente hasta que ocurra el deslizamiento entre las partes (ver Figura 25). Luego se mide el ángulo de inclinación del plano (α), para finalmente calcular el JRC con base en la siguiente formulación propuesta por Barton y Bandis (1990):

$$JRC = (\alpha - \phi_r) \left(\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} \right)^{-1} \quad (2.5)$$

$$, \text{ siendo } \sigma_n = \gamma h (\cos \alpha)^2 \quad (2.6)$$

Donde:

α : Ángulo de inclinación del plano de deslizamiento

ϕ_r : Ángulo de fricción residual

γ : Peso específico de la roca

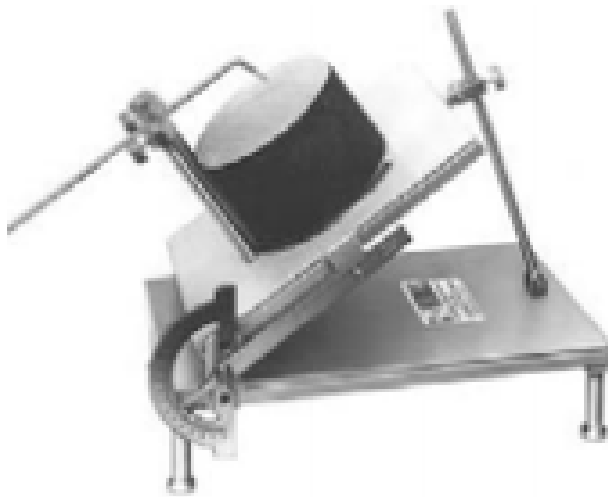
h: Altura de la muestra

JCS: Resistencia a la compresión en la superficie de la junta (medida con el martillo Schmidt)

σ_n : Esfuerzo normal en la junta, generado por el peso de la parte superior de la muestra

Figura 25

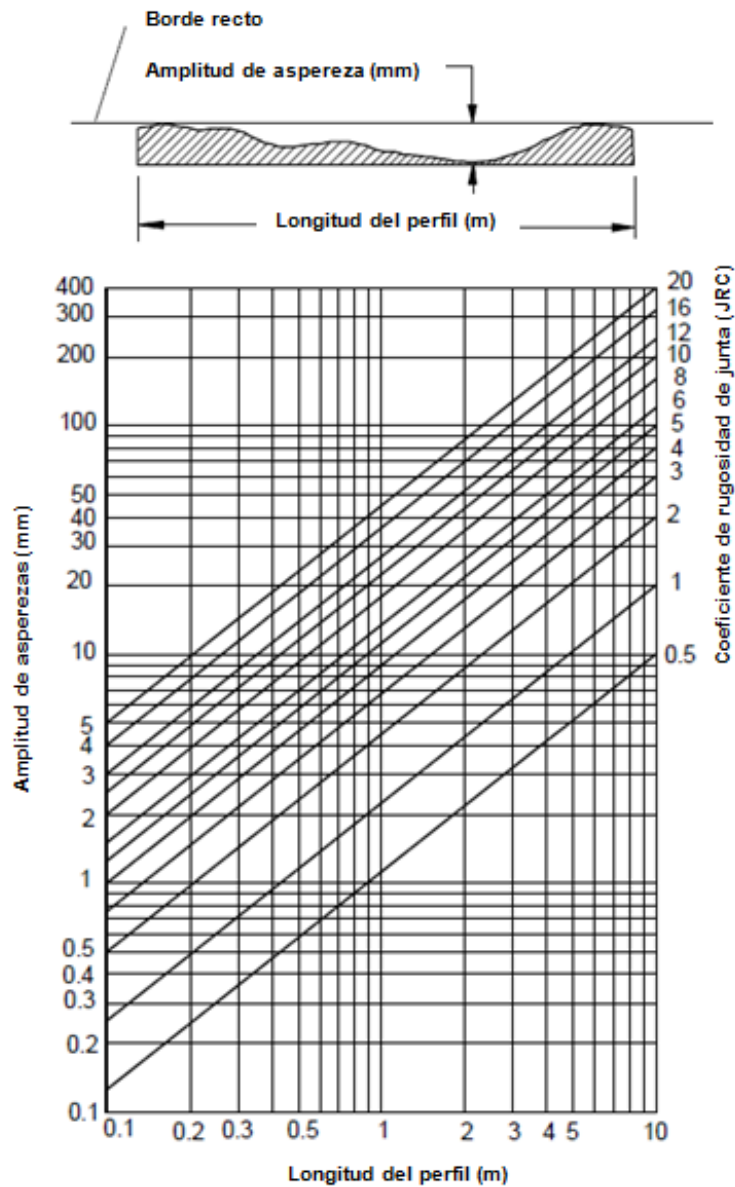
Ensayo Tilt test para estimar rugosidad en la discontinuidad de la roca.



Midiendo la longitud, la máxima amplitud de asperezas del perfil y usando una correlación gráfica con el JRC (ver Figura 26)

Figura 26

Método alternativo para la estimación del JRC.



Nota: Propuesto por Barton y Bandis (1982).

- Resistencia a la compresión en la superficie de la junta (JCS)

La resistencia a la compresión en la superficie de las juntas puede ser estimada de las siguientes maneras:

1. Comparación del grado de alteración de las juntas con el de la roca intacta

El grado de alteración de las juntas es comparado con el de la roca, luego el valor de JCS es determinado por medio de una relación con la resistencia a la compresión de la roca intacta.

2. Realizando mediciones in situ con el martillo Schmidt

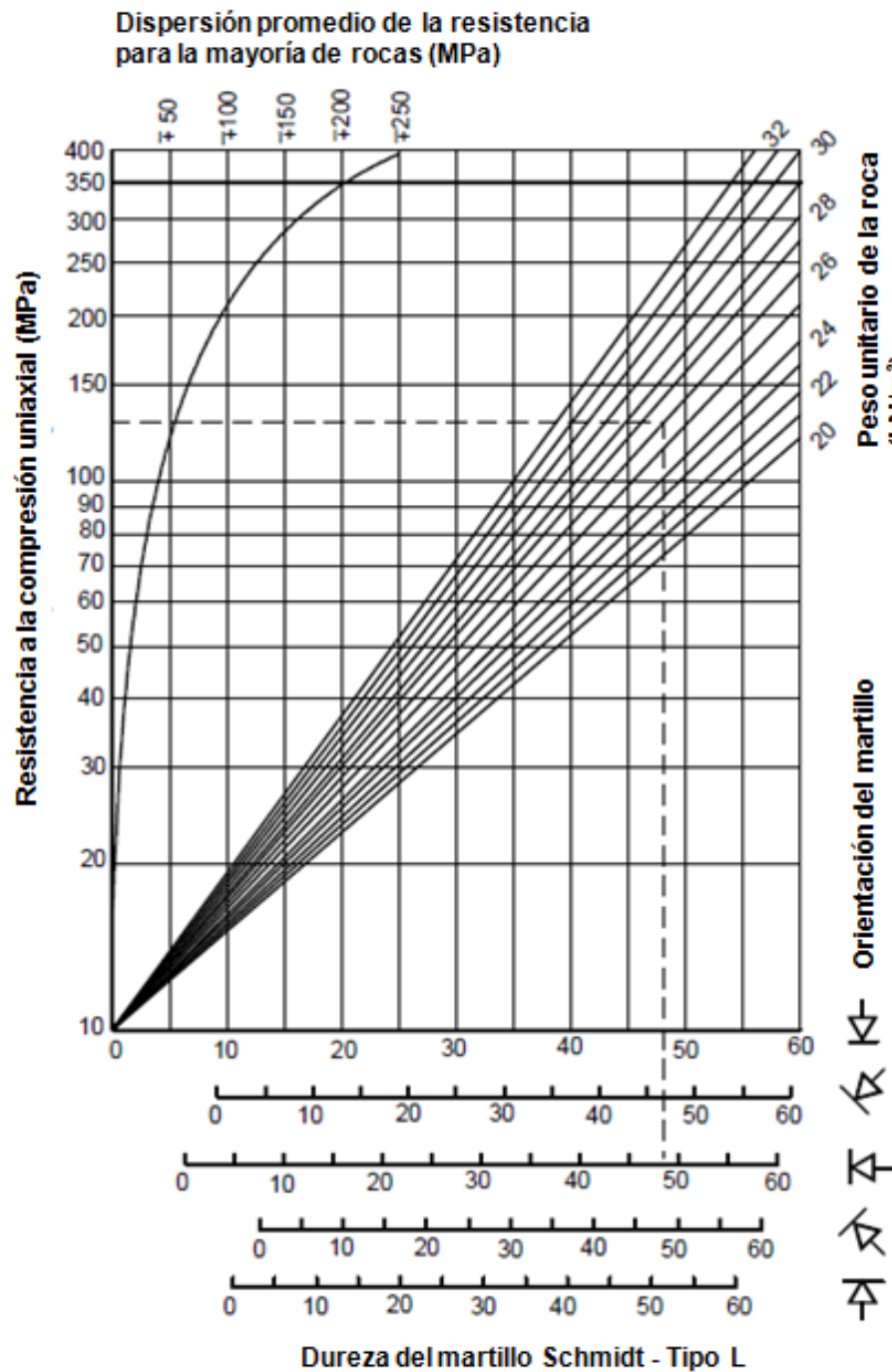
El rebote del martillo Schmidt se usa para evaluar la resistencia a la compresión en la superficie de las juntas (ver Figura 27). Según la inclinación del martillo, la medida permite conocer la dureza en la escala de martillo. Este parámetro es combinado con el peso específico de la roca para obtener el valor de JCS. Una función de correlación empírica muy conocida es la propuesta por Deere y Miller (1966):

$$JCS = 9.97 \times e^{(0.02 \times R_L \times \rho)} \quad (2.7)$$

R_L y ρ son el valor de rebote obtenido de martillo Schmidt tipo L y la densidad de la roca expresada en g/cm³.

Figura 27

Cartilla de estimación del JCS usando el martillo Schmidt.



Nota: Imagen adaptada de Hoek (2006).

- Ángulo de fricción residual (ϕ_r)

En el criterio de Barton, el ángulo de fricción básico (ϕ_b) es el parámetro de ingreso para juntas no meteorizadas y el ángulo de fricción residual (ϕ_r) es para juntas meteorizadas.

Si la superficie de la discontinuidad no está meteorizada se puede asumir que $\phi_r = \phi_b$. El valor de ϕ_b puede ser determinado de ensayos de corte directo o también de ensayos de tablero inclinable (Tilt test) realizados en juntas simuladas (cortadas mecánicamente). Estos valores dependen del tipo de roca y la humedad.

Stimpson (1981) indica que el ϕ_b también puede ser determinado de ensayos de tablero inclinable en muestras núcleo de perforación. Esto implica unir dos testigos de perforación a una base horizontal, asegurando que los testigos estén en contacto entre sí y no puedan deslizarse libremente. Posteriormente, se coloca un tercer testigo encima de los dos primeros y se gira la base alrededor de un eje horizontal hasta que comienza el deslizamiento del testigo superior a lo largo de los dos contactos de línea con los testigos inferiores. La siguiente ecuación se puede utilizar para estimar el ángulo de fricción básico:

$$\phi_b = \arctan(1.155 \tan \alpha) \quad (2.8)$$

Donde ϕ_b es el ángulo de fricción básico para la parte superior del núcleo; y α es el ángulo de inclinación del tablero al cual comienza el deslizamiento.

El valor de ϕ_r es derivado de una ecuación empírica sugerida por Barton y Choubey (1977) basada en ϕ_b , R y r, los cuales son: el ángulo de fricción básico, valor de rebote de la cara de juntas no meteorizadas y meteorizadas, respectivamente.

Barton y Choubey (1977) propone que cuando la superficie de la discontinuidad evidencia meteorización deberá considerarse la siguiente ecuación:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(r/R) \quad (2.9)$$

El ángulo de fricción básico tiene que ser estimado adecuadamente en el laboratorio por medio de ensayos de tablero inclinado (tilt test) en muestras de roca para proporcionar una muestra de geometría adecuada. El factor “r” es el valor de rebote del martillo Schmidt en la junta húmeda y meteorizada, y el factor “R” es el valor obtenido al aplicarlo sobre la superficie de la junta seca y fresca (no meteorizada).

2.2.4 Modelo geológico y geomecánico

En los Andes del Perú, se tiene varias minas con yacimientos minerales formados por alteraciones hidrotermales debido a la actividad geotérmica y tectónica de la región. Estas minas cuentan con un modelo geológico y geomecánico que sirve de base para las evaluaciones de estabilidad, y que puede irse actualizando conforme avanza la operación. Algunas de estas minas son:

- **Yanacocha**: Se ubica en la región Cajamarca (y opera desde 1993), y es una de las minas de oro más grandes del mundo. En este yacimiento aurífero, se pueden observar varios tipos de alteración hidrotermal asociados con la mineralización de oro (argílica, sílica, propilítica, etc).
- **Las Bambas**: Se ubica en la región Apurímac (y opera desde 2016), y es una de las más grandes de Perú. La zona presenta una alteración hidrotermal significativa (skarn, potásica, etc.) asociada con la mineralización de cobre.
- **Pucamarca**: Se ubica en la región Tacna (y opera desde 2013), es conocida por su explotación de minerales de oro y plata. En este yacimiento se pueden observar varios tipos de alteración hidrotermal (argílica, vuggy, sílice granular, sílice pulverulenta, etc).

A continuación, se detallan los pasos y consideraciones para realizar un modelamiento geológico y geomecánico. Esto con base en las recomendaciones de Read y Stacey (2009).

2.2.4.1 Modelo Geológico.

El propósito del modelamiento geológico es vincular la geología regional y los eventos que conllevaron a la formación del cuerpo mineralizado con la descripción del entorno (a escala de mina), la distribución y naturaleza de los suelos sobreyacentes, y los tipos de roca del sitio (incluyendo los efectos de alteración y meteorización). La preparación de un modelo geológico de buena precisión y buen entendimiento es fundamental para el diseño de taludes. Los requisitos geotécnicos de construir el modelo se detallan a continuación:

2.2.4.1.1 Entorno físico.

Al generar el modelo geológico se debe describir adecuadamente el entorno físico del sitio del proyecto. En muchas minas los procesos climáticos extremos y los procesos geomorfológicos relacionados tienen una gran influencia no sólo en el diseño de la infraestructura, sino también en los tipos de alteración y/o evolución del yacimiento. Se debe incorporar una serie de características regionales físicas al modelo desde el primer día de iniciado el proyecto. Los factores que deben incluirse como mínimo son los siguientes:

- Ubicación geográfica
- Evolución tectónica
- Clima
- Geomorfología
- Topografía
- Sistemas de drenaje

El diseño de un tajo se centra muy a menudo en las características del cuerpo del mineral y rocas estériles adyacentes. También se debe tener en cuenta los procesos

naturales que ocurrieron antes de que se desarrollara el depósito de mineral o yacimiento, si queremos desarrollar un modelo confiable.

2.2.4.2 Entorno del cuerpo mineralizado.

Hay una serie de estilos diferentes de los cuerpos de mineral, cada uno con su firma distintiva. Para la elaboración del modelo geológico se debe comprender los mínimos detalles del cuerpo mineralizado, y ser capaces de reconocer las características geomecánicas de los diferentes tipos de depósitos de mineral o yacimientos. Es importante comprender el contexto geológico regional y local de los depósitos individuales, así como la estructura general comúnmente asociada con el tipo de depósito.

2.2.4.2.1 Requisitos geotécnicos.

Cada tipo de roca debe subdividirse en unidades consistentes basadas en una combinación de lo siguiente:

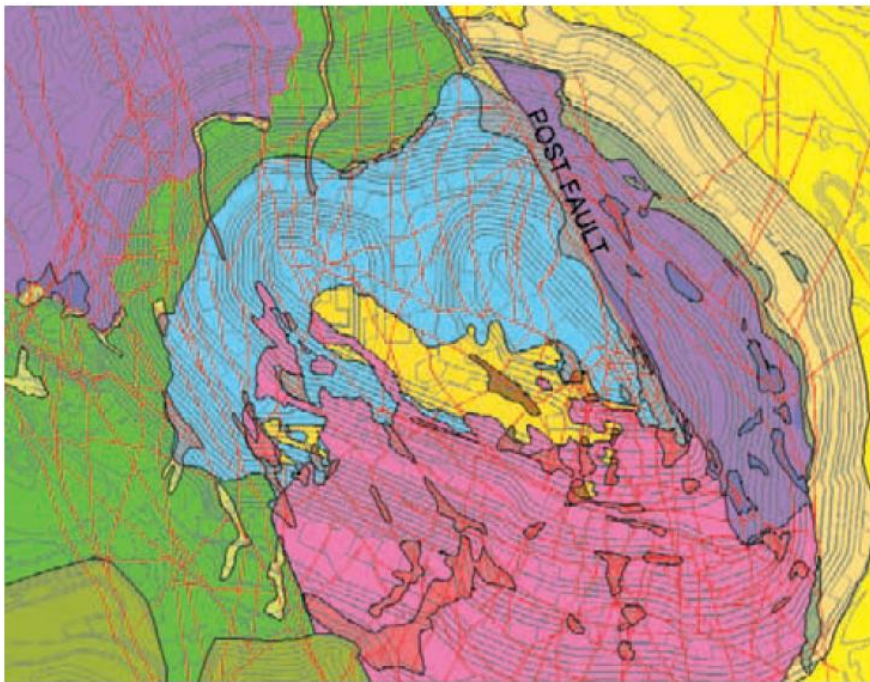
- Tipo de roca (litología)
- Estructuras mayores
- Mineralización (mineral y roca estéril)
- Alteración hidrotermal, incluyendo todos los eventos previos y posteriores a la mineralización
- Meteorización
- Propiedades geomecánicas

El objetivo del modelo geológico es proporcionar un buen entendimiento de los límites 3D a nivel de diseño y de las características geomecánicas propias de cada tipo de roca en el sitio. Al preparar el modelo es importante reconocer que muchas rocas sobreyacentes al cuerpo del mineral pueden tener una geología completamente distinta a la del mineral y a la roca madre. También puede haber saprolitos por encima de los cuerpos de mineral en algunos casos.

El primer paso para generar modelos es recopilar todos los datos del mapeo de campo, incluyendo datos básicos de exploración subterránea y programas de perforación geotécnica, en un plano geológico del tajo (Figura 28).

Figura 28

Modelo geológico del tajo Betze-Post de la mina Goldstrike.

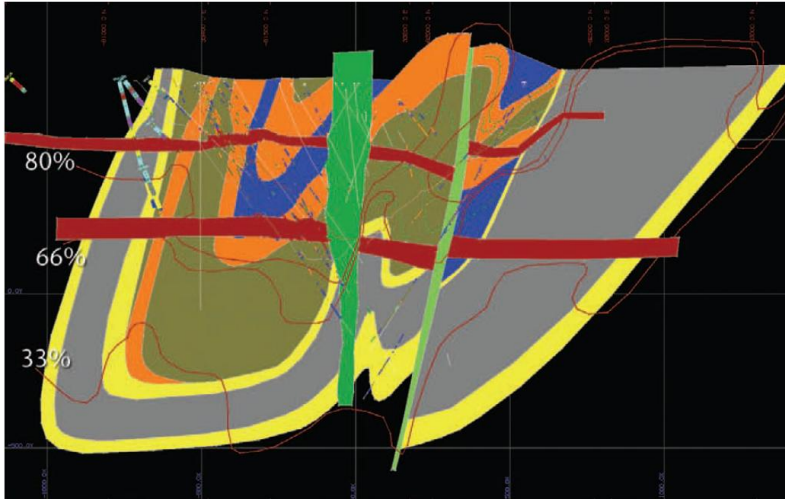


Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

En la Figura 29 se ilustra una sección transversal a través de una secuencia meta-sedimentaria plegada que ha sido intrusionada por los umbrales de la dolerita (color rojo) y una chimenea de kimberlita (color verde). Las cifras también indican la ubicación de los taladros en cada sección y los niveles estimados de certeza (80%, 66% y 33%) en la geología interpretada con profundidad. Los niveles de certeza son sólo estimaciones, pero reflejan la densidad de perforaciones que se muestran en las secciones y dan una idea clara de la confiabilidad del modelo.

Figura 29

Sección transversal de una estratigrafía interpretada.

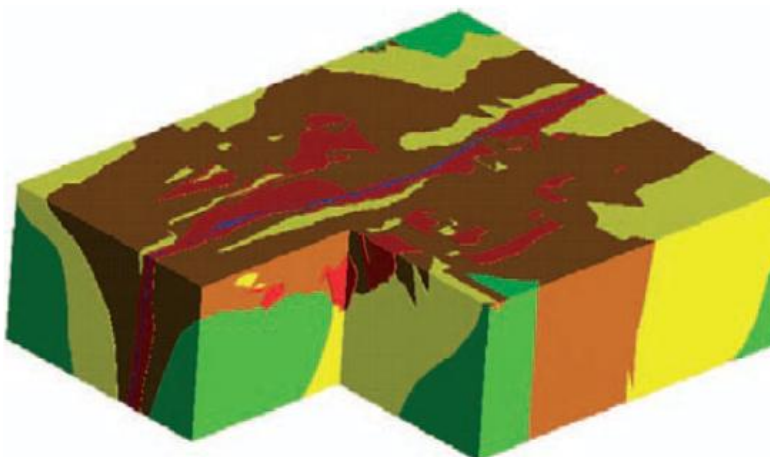


Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

Finalmente, la Figura 30 es un ejemplo de un modelo sólido que ha sido codificado por colores para mostrar la distribución en 3D de los tipos de roca.

Figura 30

Ejemplo de modelo geológico 3D de una mina.

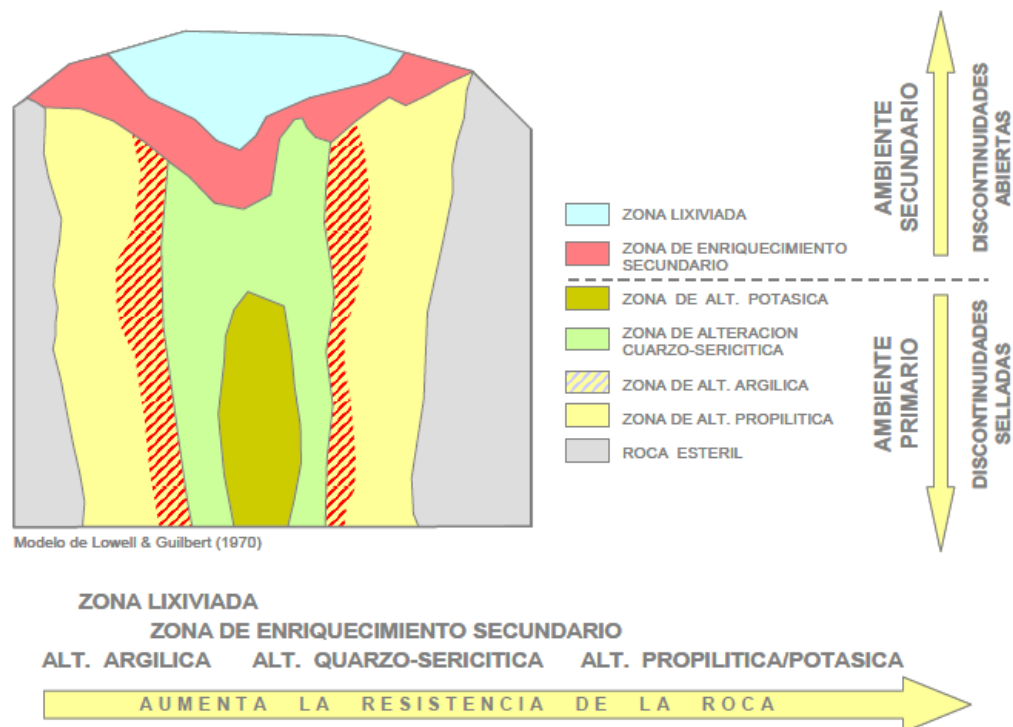


Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

Un ejemplo de un modelamiento geológico-geomecánico se presenta en la Figura 31, en la cual se distinguen distintas zonas de alteración además de mostrar la tendencia identificada del aumento de resistencia de la roca relacionada con el tipo de alteración hidrotermal.

Figura 31

Zonificación de alteración hidrotermal en un pórfido cuprífero típico.

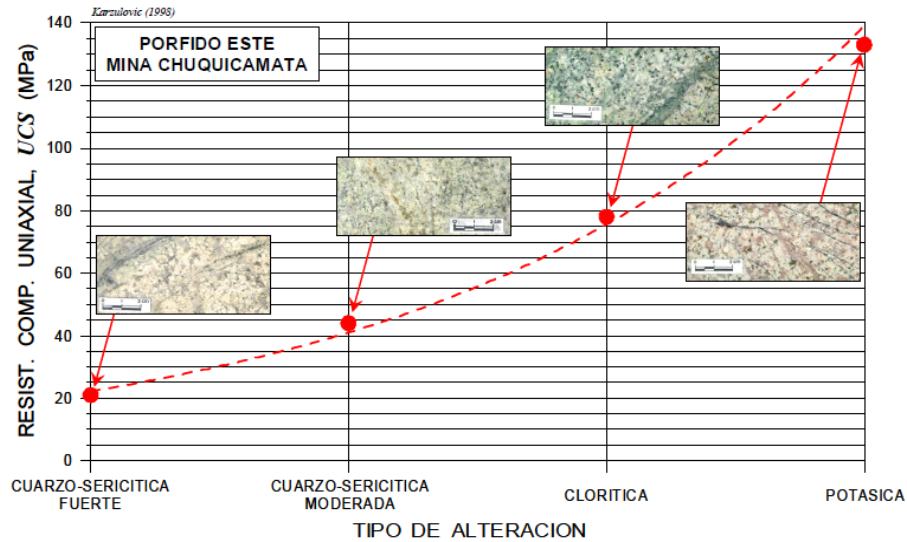


Nota: Imagen extraída de Lowell y Guilbert (1970).

Otro ejemplo similar se muestra en la Figura 32 en la cual se muestra un gráfico de variación de la resistencia de la roca intacta según el tipo de alteración presente en la mina Chuquicamata en Chile.

Figura 32

Variación de la resistencia compresiva en mina Chuquicamata-Chile.



Nota: Imagen extraída de Calderón et al. (1998).

2.2.4.2.2 Modelo geomecánico.

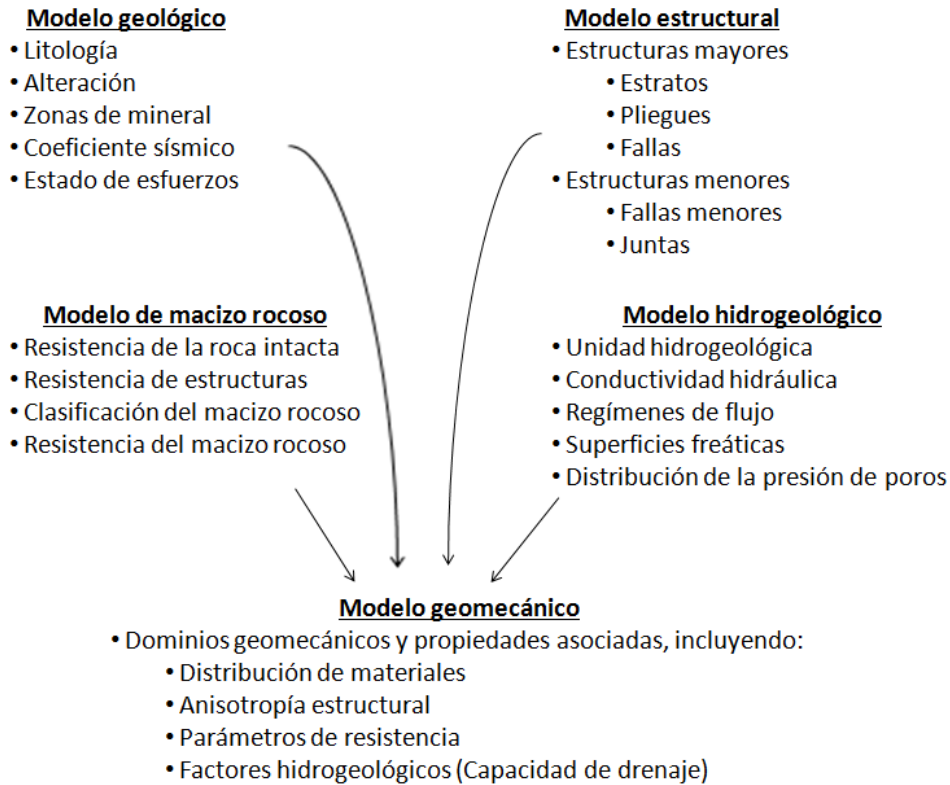
Está conformado por 4 componentes (el modelo geológico, modelo estructural, modelo del macizo rocoso y modelo hidrogeológico, ver Figura 33). Los procedimientos estándar para vincular cada componente y construir el modelo son:

a) Construcción del modelo geomecánico.

Los valores de parámetros únicos deben conservarse para fines del análisis determinístico, con distribuciones discretas y/o continuas retenidas para análisis probabilísticos.

Figura 33

Información de componentes y salida del modelo geomecánico.



Nota: Imagen adaptada de Read y Stacey (2009).

b) Modelo de bloques.

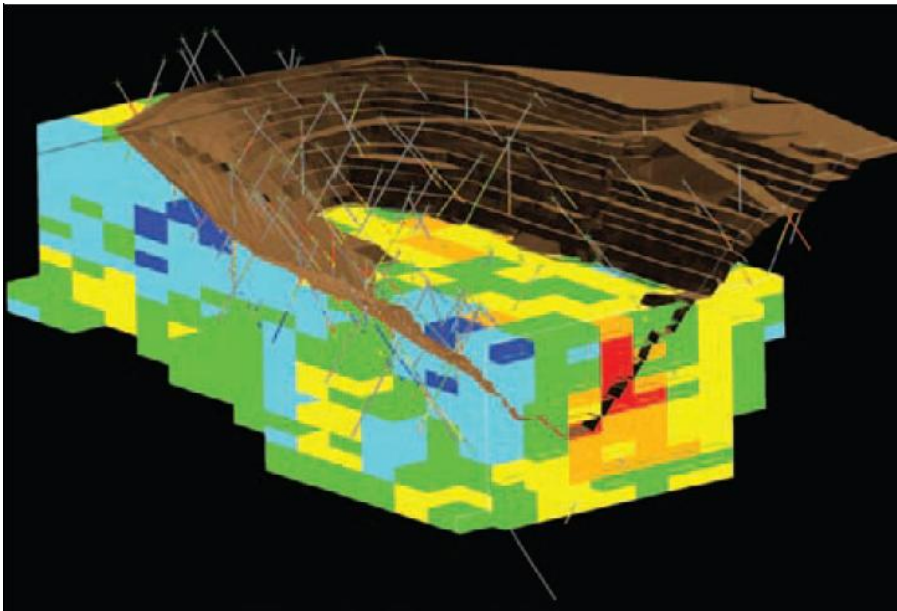
A menudo, se sugieren los parámetros geotécnicos como UCS, RMR y RQD a modelos de bloques tridimensionales como un medio alternativo para incorporar la información geotécnica en los análisis de estabilidad. Esto se puede lograr simplemente superponiendo los datos del modelo geomecánico en el modelo geológico de una manera determinista, la Figura 34 es un ejemplo genérico de este enfoque. Sin embargo, se requiere cuidado con este enfoque ya que, en situaciones donde la información está ampliamente dispersa, se practica el mal hábito de promediar o difuminar los resultados en el área de interés, lo que puede dar lugar a resultados altamente engañosos.

La Figura 35 proporciona un ejemplo real de los valores de RMR desplegados en los taludes de un tajo en una mina ubicada al oeste de Australia.

Una vez que los dominios geomecánicos han sido descritos en tres dimensiones, a menudo es útil cargar esta información en un modelo de bloques como un medio de una mejor utilización de la información geotécnica dentro del proceso de diseño, un ejemplo de esto es el mostrado en la Figura 34.

Figura 34

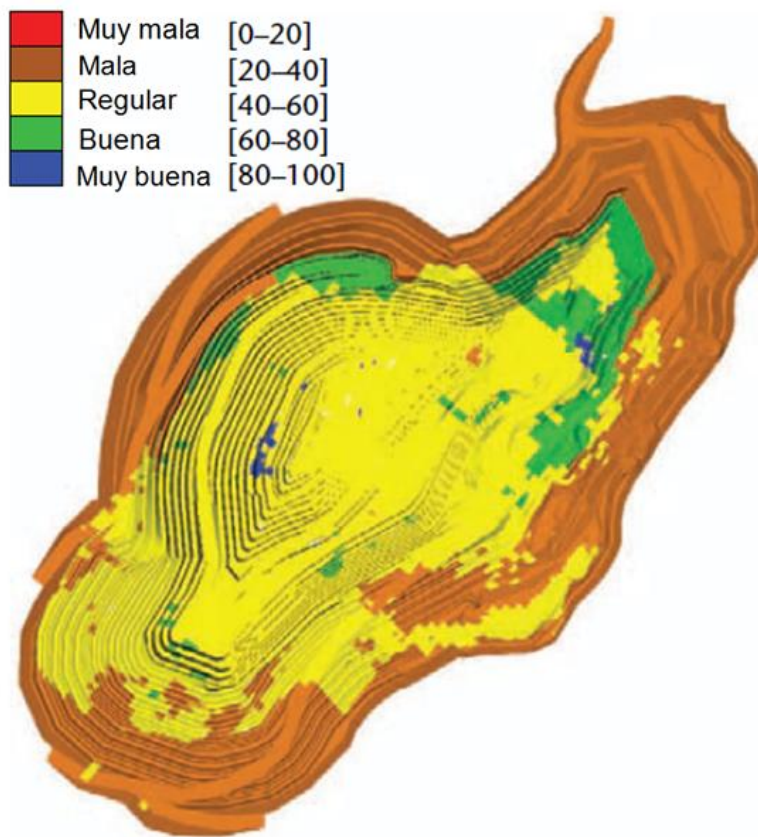
Modelo de bloque de parámetros geotécnicos.



Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

Figura 35

Valores de RMR obtenidos por kriging.



Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

A continuación, se analizan diferentes enfoques sobre cómo se procesan y preparan los datos contenidos en el modelo para su uso en los análisis realizados para el diseño. El objetivo de este acápite es resaltar y proporcionar la orientación sobre los problemas de diseño de taludes para los que frecuentemente se solicita una aclaración, incluido el efecto de escala, las bondades de los diferentes sistemas de clasificación de macizo rocoso y los problemas asociados con la derivación y aplicación del criterio de resistencia Hoek-Brown generalizado en el diseño de taludes de tajos abiertos y consideraciones de presiones de poros.

2.2.4.2.3 Importancia del efecto de escala.

Luego de construir el modelo geomecánico, se debe usar la información que contiene y aplicarla en el diseño de los taludes del tajo abierto. Para esto se debe tener bien definido la relación de la escala del talud que se analiza con la resistencia del macizo rocoso y sus discontinuidades.

El tamaño del talud debe abordarse al evaluar la resistencia al corte en las discontinuidades y la resistencia al corte del propio macizo rocoso. Los posibles efectos de escala siempre deben ser una consideración al decidir qué tan apropiado podría ser usar un valor para la determinación de la resistencia a gran escala. A continuación, se describe el efecto en discontinuidades y macizo rocoso:

a) Discontinuidades

Los efectos de escala de talud sobre la resistencia al corte de las discontinuidades que cortan el macizo rocoso presentan puntos importantes que se deben enfatizar. Primero, la experiencia ha demostrado que:

- En confinamientos bajos y a escalas de 10-30 m (escala de banco), la resistencia máxima al corte de las discontinuidades limpias con paredes de roca dura se define por valores de cohesión y ángulos de fricción nulos a muy bajos en el rango de 35-55°, dependiendo de la rugosidad de las fracturas naturales.
- En confinamientos bajos y escalas de 25-50 m (escala multibanco), las estructuras selladas sin obturaciones arcillosas tienen resistencias máximas típicas caracterizadas por cohesiones que varían de 50-150 kPa y ángulos de fricción de 25-35°.
- En confinamientos bajos y escalas de 50-200 m (escala interrampa), las estructuras con rellenos arcillosos de espesor mayor a 10 mm tienen resistencias máximas típicas caracterizadas por cohesiones que varían de 0-75 kPa y ángulos de fricción de 18-25°.

En segundo lugar, cuando no se dispone de datos confiables de ensayos de laboratorio y/o de campo, la alternativa habitual es el criterio de Barton-Bandis. Para tener en cuenta los efectos de escala, Barton y Bandis (1982) sugirieron relaciones empíricas para reducir los valores de JRC y JCS.

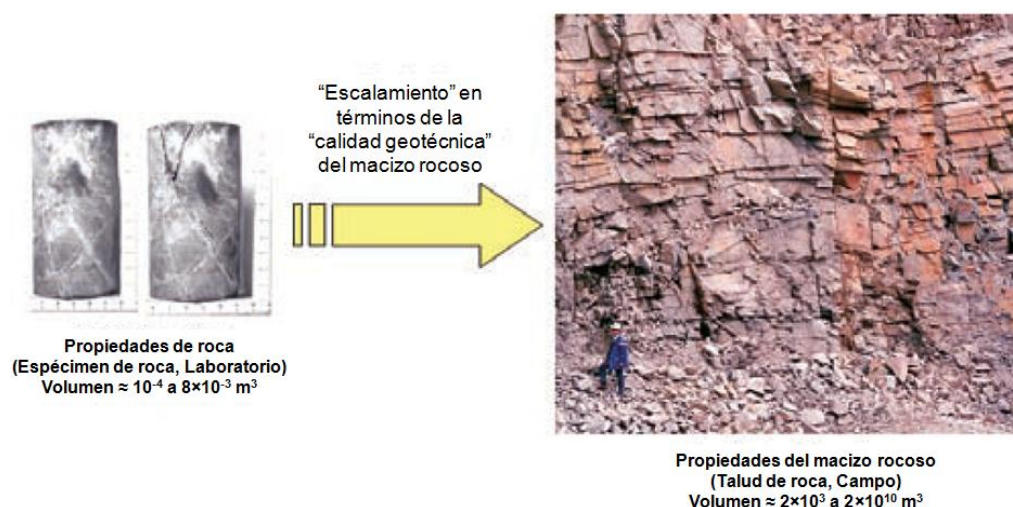
b) Macizo rocoso

Sabemos que las propiedades mecánicas del macizo rocoso se estiman a partir de ensayos de laboratorio de pequeñas muestras de roca intacta, y estas propiedades deben llevarse a una escala de campo para incluir el efecto de las discontinuidades tales como juntas y otras estructuras geológicas contenidas en el macizo rocoso.

Por conocimiento estándar se sabe que el diámetro del espécimen debe ser al menos 10 veces el tamaño del grano más grande, esta situación se vuelve un poco irreal. Esto se muestra en la Figura 36, en la que se observa el ejemplo de un espécimen de 50 mm de diámetro con microjuntas siendo comparado con un macizo rocoso a escala de banco.

Figura 36

Espécimen de laboratorio comparado con macizo rocoso.

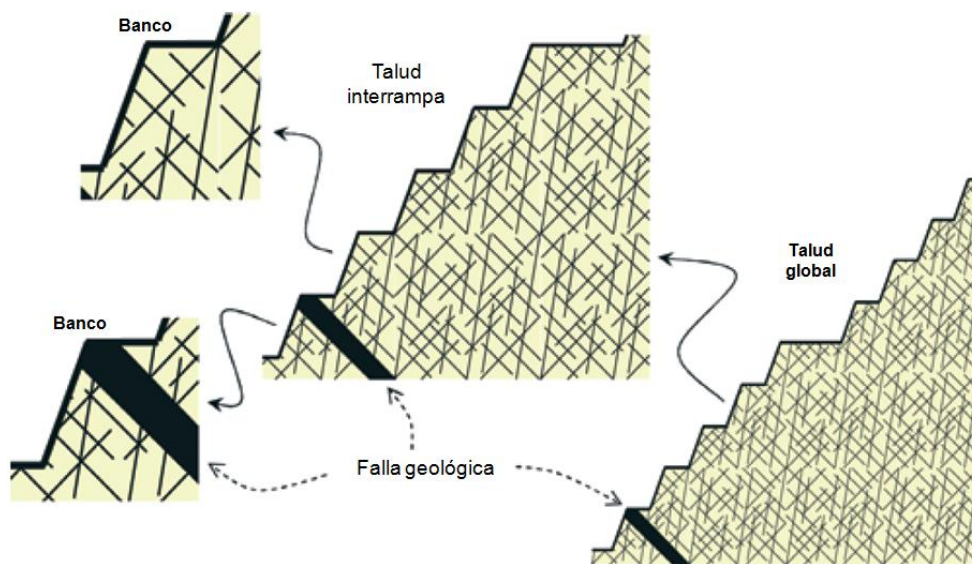


Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

El origen del problema es que las estructuras geológicas tienen distintos tamaños, y las que se incluirán en el macizo rocoso dependerán de la altura del talud y el volumen considerado. El mismo macizo rocoso podría comportarse como muy blocoso para un talud global, compacto para una escala interrampa y casi masivo a escala de banco (ver Figura 37).

Figura 37

Densidad de bloques del macizo rocoso depende del volumen considerado.

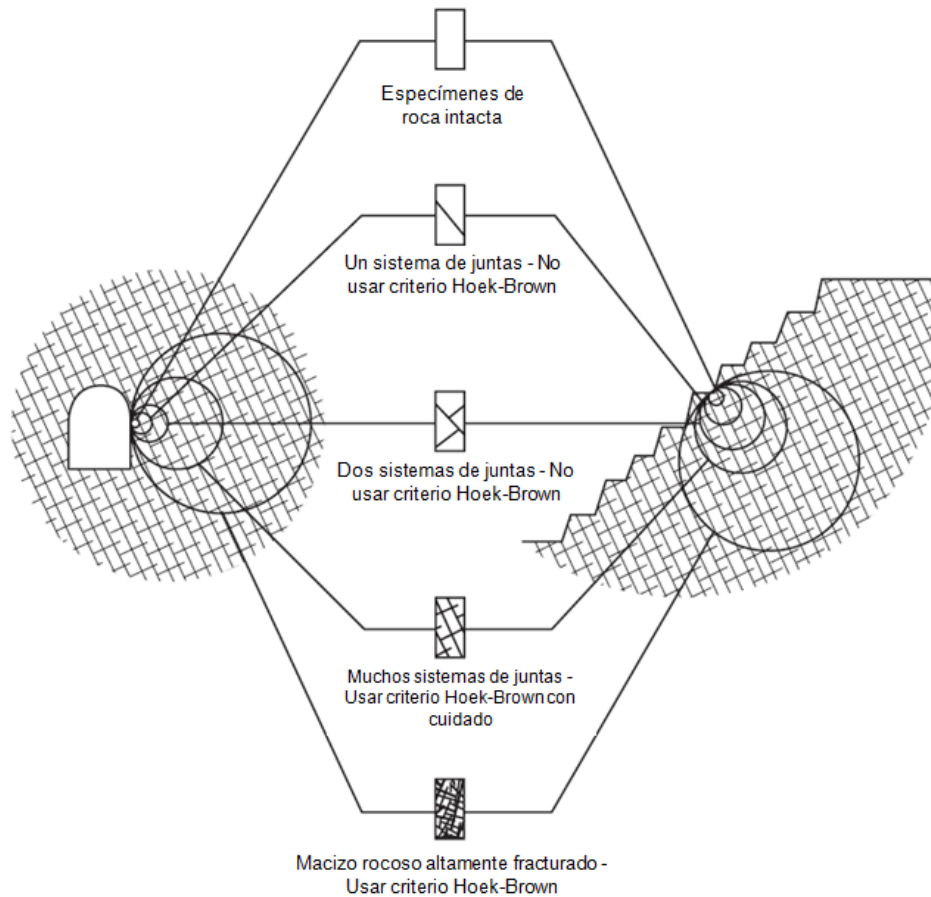


Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

Se suele considerar a las juntas explícitamente como estructuras discontinuas para los análisis de banco y taludes interrampa, y como parte de la estructura del macizo rocoso para el talud global. En un proyecto se debe decidir la aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown generalizado de acuerdo con la escala percibida y el grado de anisotropía del macizo rocoso (Figura 38).

Figura 38

Transición de roca intacta a macizo rocoso extremadamente fracturado.

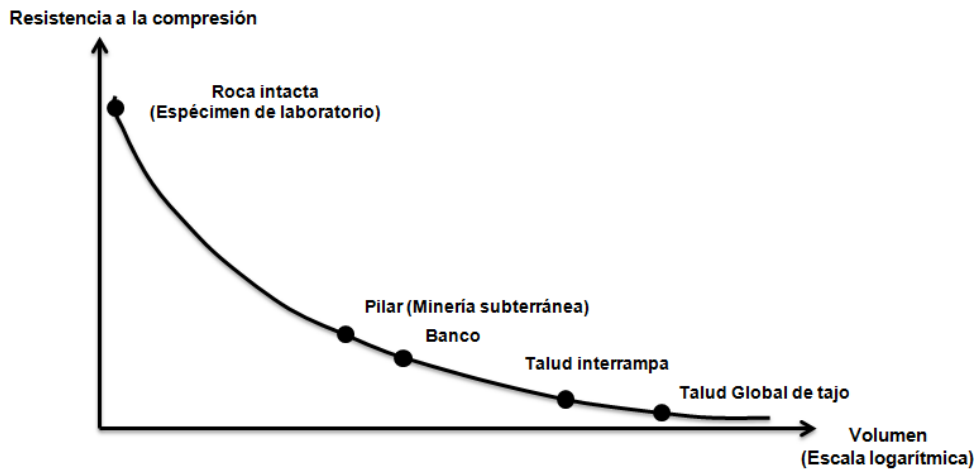


Nota: Adaptado de Hoek y Brown (1997).

Sin embargo, el criterio de Hoek-Brown no resuelve el efecto de escala. Sjöberg (1999) destacó la importancia de la escala en los análisis (Figura 39) pero hasta ahora una función de escalamiento utilizable no ha sido encontrada.

Figura 39

Efecto de escala en la resistencia del macizo rocoso.



Nota: Esquematizado por Sjöberg (1999)

c) Consideraciones de presión de poros

Las presiones de poros controlan el esfuerzo efectivo del macizo rocoso en las paredes del tajo. Al actuar dentro del macizo rocoso, las presiones de poros aumentadas reducen el esfuerzo efectivo que, a su vez, conduce a una reducción en la resistencia al corte del macizo rocoso.

2.2.5 Análisis de estabilidad de taludes

En taludes excavados en roca, la inestabilidad puede darse como resultado de deslizamientos a lo largo del macizo rocoso (estabilidad gobernada por la matriz) o de discontinuidades geológicas estructurales (estabilidad gobernada por las estructuras), tales como diaclasas, fallas, estratificación, foliación, entre otros.

En una roca fracturada, blanda o alterada, los taludes pueden quedar sujetos a la degradación, esquirlamiento y caída de rocas, que pueden resultar en condiciones de trabajo inseguras. En los taludes muy altos o en los taludes compuestos por roca muy

fracturada o débil, la inestabilidad puede ocurrir también como resultado de un cizallamiento a través del macizo rocoso. También es posible que ocurran diferentes combinaciones de cizallamiento a lo largo de las discontinuidades y a través del macizo rocoso. A continuación, se detalla los criterios de rotura más usados y modos de falla más comunes que fueron considerados en esta tesis:

2.2.5.1 Criterios de rotura considerados.

2.2.5.1.1 Matriz rocosa.

El criterio de rotura Generalizado de Hoek Brown (2002) es descrito por la ecuación;

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.10)$$

Donde:

σ'_1 : Esfuerzo principal efectivo axial σ'_3 : Esfuerzo principal efectivo de confinamiento

σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

m_b : Constante del macizo rocoso proveniente de la reducción del m_i

s y a : Constantes que dependen de las características del macizo rocoso (Para roca intacta, $s = 1$ y $a = 0.5$)

En la mayoría de los casos es particularmente imposible realizar un ensayo triaxial o de corte directo en el macizo rocoso a una escala necesaria para obtener valores directos de parámetros en la ecuación Generalizada Hoek-Brown. Por eso son requeridos algunos métodos prácticos para estimar las constantes del material m_b , s y a . Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) desarrollaron una revisión actualizada de correlaciones para determinar los parámetros del criterio Generalizado Hoek-Brown y propusieron las siguientes ecuaciones:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.11)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (2.12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (2.13)$$

Donde:

m_i : Constante de la roca intacta

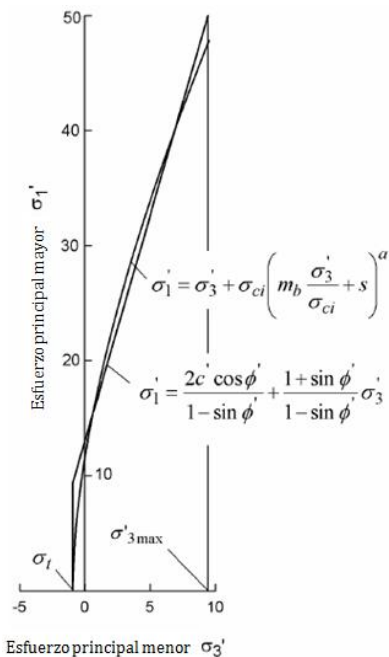
GSI : Índice geológico de resistencia

D : Factor de disturbancia por voladura y relajación de esfuerzos

Debido a que el criterio de rotura Mohr-Coulomb es incluido en la mayoría de los programas de cómputo geotécnicos, puede ser necesario determinar los ángulos de fricción y las cohesiones equivalentes en un macizo rocoso para cada rango de esfuerzos. Esto se realiza ajustando una relación lineal promedio con la curva generada al resolver la ecuación del criterio de rotura Generalizado de Hoek-Brown, para un rango de valores de esfuerzo principal definidos por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$, tal y como se ve en la Figura 40. El proceso de ajuste involucra el balance de áreas sobre y debajo la envolvente de Mohr-Coulomb.

Figura 40

Relación de esfuerzos principales en el criterio Hoek-Brown.



Nota: Extraído de Hoek (2006).

Este resultado en las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción y la cohesión:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.14)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (2.15)$$

$$\text{Donde: } \sigma_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci} \quad (2.16)$$

Se debe tener en cuenta que el valor de σ'_{3max} , el límite superior del esfuerzo de confinamiento sobre el cual se considera la relación entre los criterios de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb debe determinarse para cada caso individual.

La resistencia al corte según el criterio de rotura Mohr-Coulomb, se obtiene usando la siguiente ecuación:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad (2.17)$$

La envolvente equivalente, en términos de esfuerzo principal mayor y menor, es definida por:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} + \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \sigma'_3 \quad (2.18)$$

2.2.5.1.2 *Discontinuidades.*

El criterio de rotura de Barton-Bandis es una relación empírica ampliamente usada para modelar la resistencia al corte de las discontinuidades de la roca. Este criterio es no-lineal y relaciona el esfuerzo cortante con el esfuerzo normal por medio de las ecuaciones descritas a continuación:

La ecuación original de Barton (1973-1976) para la resistencia al corte está dada por:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.19)$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante

σ_n : Esfuerzo normal

Barton y Choubey (1977) reformularon la ecuación basándose en 130 ensayos de corte directo en discontinuidades de roca y para varios grados de alteración de estas, obteniendo lo siguiente:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.20)$$

Además, sugirieron que ϕ_r pueda ser estimado de la siguiente ecuación:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(r/R) \quad (2.21)$$

Barton y Bandis (1982) propusieron los siguientes ajustes a las ecuaciones antes descritas:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \quad (2.22)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 JRC_0} \quad (2.23)$$

Donde:

JRC_n y JCS_n : Se refiere a muestras in situ para bloques de tamaño L_n

JRC_0 y JCS_0 : Se refiere a muestras de laboratorio para bloques de tamaño 100 mm (L_0)

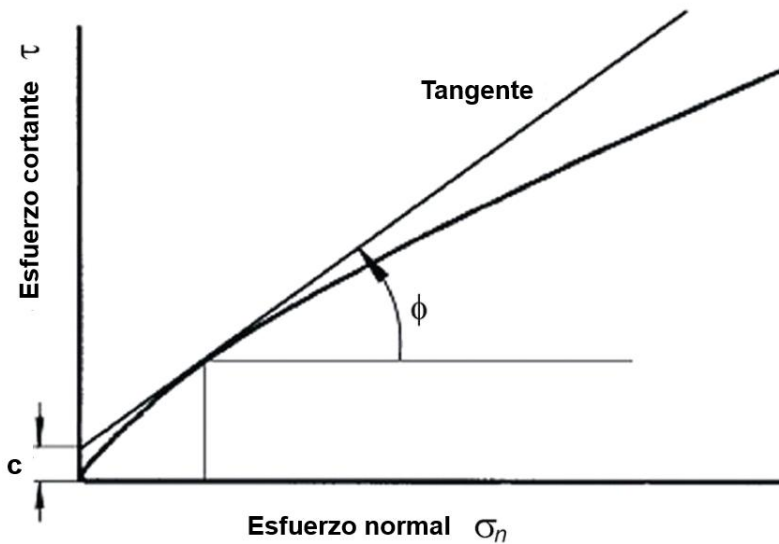
Barton y Bandis (1990) propusieron la siguiente ecuación para el cálculo del JRC con base en ensayos tilt test (ver detalle en el acápite 2.2.3):

$$JRC = (\alpha - \phi_r) \left(\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} \right)^{-1} \quad (2.24)$$

Para determinar los ángulos de fricción y las cohesiones instantáneas equivalentes para un rango de esfuerzos dado, se ajusta una relación lineal promedio con la curva generada al resolver la ecuación del criterio de rotura Barton-Bandis (1990) tal y como se ve en la Figura 41. El proceso de ajuste involucra el balance de áreas sobre y debajo la envolvente de Mohr-Coulomb.

Figura 41

Relación de esfuerzos cortante y normal en el criterio Barton-Bandis.



Nota: Extraído de Hoek (2006).

Esto da como resultado las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción y la cohesión:

$$\phi = \arctan \left[\tan \left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[\tan^2 \left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right) + 1 \right] \right] \quad (2.25)$$

$$c = \tau - \sigma_n \tan \phi \quad (2.26)$$

2.2.5.1.3 Anisotropía del macizo rocoso.

Para caracterizar el macizo rocoso, el cual presenta características anisotrópicas debido al efecto de las discontinuidades, se puede usar el criterio de rotura Generalizado anisotrópico. Este permite crear un modelo de resistencia compuesto, en el cual se puede asignar cualquier modelo de resistencia, para cualquier rango de orientaciones. Para el presente caso estudio usados para esta tesis se creó un material combinando el criterio Generalizado Hoek-Brown sobre un rango de orientaciones (en este rango la resistencia del macizo será igual a la de la roca matriz), y el criterio Barton-Bandis sobre otro rango de orientaciones (en este rango la resistencia del macizo rocoso será igual a la resistencia de las discontinuidades). En el capítulo 2.3.3 se explica con más detalle el uso de este criterio y su incorporación en el programa de cómputo Slide (Rocscience Inc., 2022d).

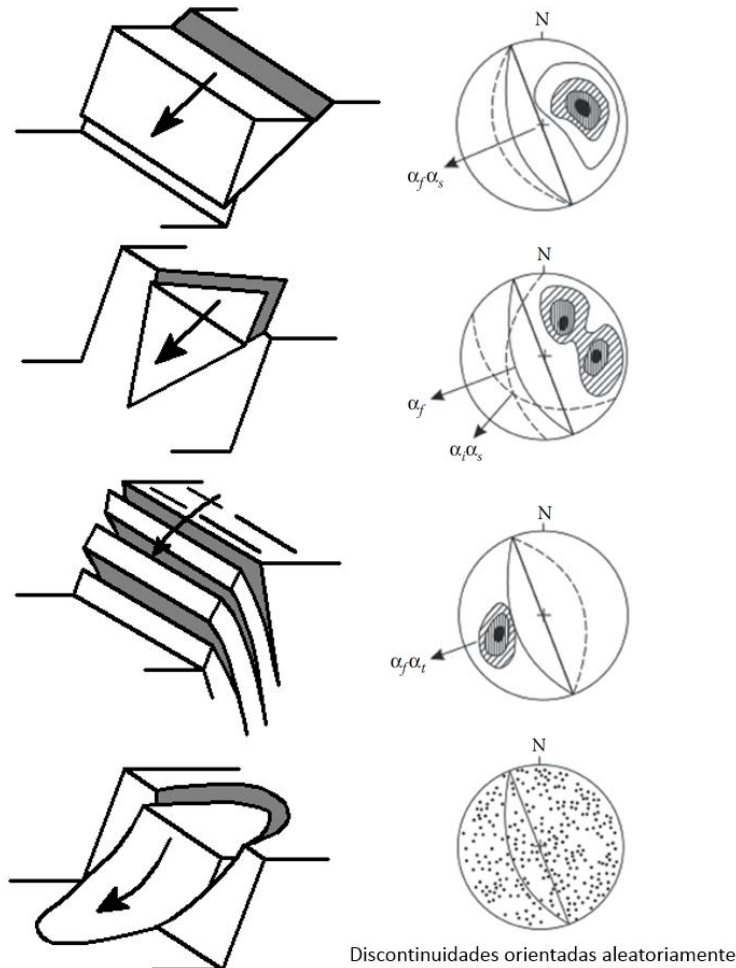
2.2.5.2 Modos de falla.

La estabilidad de los taludes de un tajo abierto depende principalmente de la orientación y distribución de las discontinuidades, al igual que de la resistencia de la roca que los conforma y la existencia de agua dentro del mismo. Debido a estas características se puede generar distintos modos o mecanismos de falla. Es necesario predecir el modo de falla, puesto que de ello depende el método de análisis que se aplicará, así como las medidas de estabilización más adecuadas.

Los modos de falla más comunes para taludes en roca son: la falla planar, falla en cuña, falla por vuelco, la falla rotacional y la falla siguiendo discontinuidades paralelas al talud. En la Figura 42 se representan (tridimensional y estereográficamente) los modos de falla mencionados.

Figura 42

Principales tipos de fallas estructurales.



Leyenda:		
Concentración de polos		α_f Dirección de buzamiento del talud
Plano que representa a la cara del talud		α_s Dirección de deslizamiento
Plano que representa a la concentración de polos de una misma familia de discontinuidades		α_t Dirección de volcamiento
		α_i Azimut de línea de intersección

Nota: a) Falla planar, b) Falla tipo cuña, c) Falla tipo vuelco, d) Falla rotacional en roca muy blanda o muy fracturada con discontinuidades orientadas aleatoriamente. Imagen adaptada de Wyllie (2018).

A continuación, se describen los principales modos de falla y sus características.

2.2.5.2.1 Falla tipo Planar.

Se producen siguiendo una discontinuidad con dirección aproximadamente paralela a la del talud, pero con menor buzamiento, además de requerir que la inclinación del plano de la discontinuidad sea mayor que su ángulo de fricción. Normalmente requiere planos o superficies laterales de liberación. Un ejemplo se muestra en la Figura 43.

Figura 43

Ejemplo de falla planar.



Nota: Imagen extraída de Zea (2004).

2.2.5.2.2 Falla tipo Cuña.

Se producen siguiendo dos planos de discontinuidad, de manera que la inclinación de la línea de intersección de los planos de discontinuidad sea menor que la inclinación del talud, y a su vez sea más pronunciada que el ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento. Un ejemplo se muestra en la Figura 44.

Figura 44

Ejemplo de falla en cuña cuya ruptura involucra al talud global.



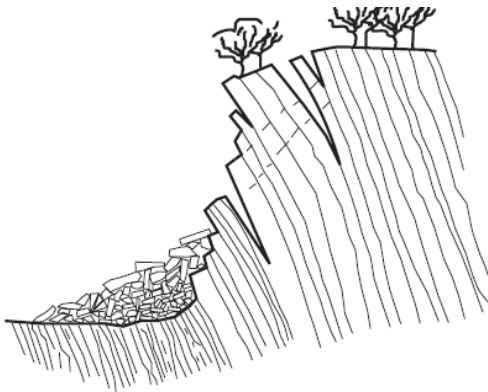
Nota: Imagen extraída de Read y Stacey (2009).

2.2.5.2.3 Falla por Vuelco.

El vuelco por flexión se produce si se tiene una familia de discontinuidades de gran persistencia y con juntas relativamente poco espaciadas cuyo rumbo es aproximadamente paralelo al del talud, pero cuyo buzamiento se presenta en sentido contrario al talud y con una inclinación mayor (ver Figura 45).

Figura 45

Vuelco por flexión de estratos de buzamiento muy empinado contra el talud.



Nota: Imagen extraída de Goodman y Bray (1976).

2.2.5.2.4 Falla Rotacional.

Las fallas rotacionales en roca se presentan generalmente en macizos rocosos de mala calidad o muy meteorizados. Estas pueden ser de forma circular o no circular, dependiendo de la homogeneidad estructural y/o de las propiedades de resistencia de las unidades litológicas que conforman el macizo rocoso. Se muestra un ejemplo en la Figura 46.

Figura 46

Ejemplo de falla rotacional ocurrida en la mina Palabora.



Nota: Imagen extraída de Rabus et al. (2009).

2.3 Metodologías usadas en el análisis de estabilidad de taludes en roca

2.3.1 Criterios de análisis y diseño

La formulación de los criterios de diseño de taludes involucra fundamentalmente el análisis de los modos de falla predichos que podrían afectar el talud a nivel de banco, interrampa y global.

Una consideración general al evaluar los posibles mecanismos de falla es que en rocas cuya resistencia es mayor o igual a medianamente resistente ($\sigma_{ci} \geq R3$) y/o cuando el RQD es mayor al 50%, entonces es probable que la resistencia de las discontinuidades

controle la estabilidad; en caso contrario se espera que el factor controlador sería la resistencia del macizo rocoso, incluso hasta a escala de banco, tal y como se resume en la Tabla 3.

Tabla 3

Controles del diseño de taludes por resistencia de la roca

Escala de talud	Resistencia del macizo rocoso		
	Débil	Moderada	Fuerte
Banco	Estructura (Resistencia)	Estructura	Estructura
Interrampa	Estructura	Estructura (Resistencia)	Estructura
Global	Estructura	Estructura (Resistencia)	Estructura (Resistencia)
Enfoque propuesto de diseño	General	Por sector	Por sector
	Global ↑↓ IRA ↑↓ Banco	Banco ↓ IRA ↓ Global	Banco ↓ IRA ↓ Global
	Estructuras mayores pueden impactar el global y/o IRA		

Nota: fuente Read J., Stacey P., 2009

Para cada dominio geomecánico definido, se evalúan los posibles modos de falla y los diseños se basan en los niveles de aceptación requeridos contra la inestabilidad.

Otros factores por considerar en los diseños de taludes pueden ser:

- Equipo de excavación (controla la altura de operación del banco)
- Equipos y capacidades del operador
- Requisitos de control de agua superficial (ancho de banco)
- Restricciones de planificación minera (control de mineral y profundidad de extracción resultante)
- Restricciones regulatorias (por ejemplo, ancho mínimo de banco)

La formulación de los criterios de diseño de taludes para cada elemento de la pared de un tajo implica realizar análisis de estabilidad al nivel de aceptación requerido (factor de

seguridad o probabilidad de falla mínimos). El tipo de análisis está dictado en gran medida por el modo de falla anticipada, la escala del talud, los datos disponibles y el nivel de ingeniería del estudio (conceptual, pre-factibilidad, etc). El proceso a menudo es iterativo e involucra la interacción con el área de planeamiento de la mina. Los principales tipos de análisis incluyen:

- Análisis cinemático, que se basa en proyecciones estereográficas y se aplica principalmente a diseños de banco.
- Análisis de equilibrio límite aplicado a:
 - Fallas controladas estructuralmente en el diseño de bancos y taludes interrampa
 - Taludes interrampa y globales donde la estabilidad está controlada por la resistencia del macizo rocoso, con o sin anisotropía estructural
- Análisis numérico (utilizando el método de elementos finitos, diferencias finitas, elementos distintos, etc.) para la evaluación y/o diseño de taludes interrampa y globales.

Los métodos de diseño en cada situación se detallan a continuación: métodos cinemáticos, que se ocupan de las fallas en los bancos y taludes interrampa estructuralmente controladas; y análisis del macizo rocoso (método de equilibrio límite), que se ocupa de las fallas en taludes interrampa y globales controlados por la resistencia del macizo rocoso o combinación del macizo rocoso y las estructuras principales (mayores).

2.3.2 Evaluación estructural

A continuación, se detalla los pasos a seguir al desarrollar una evaluación estructural en los taludes de un tajo abierto:

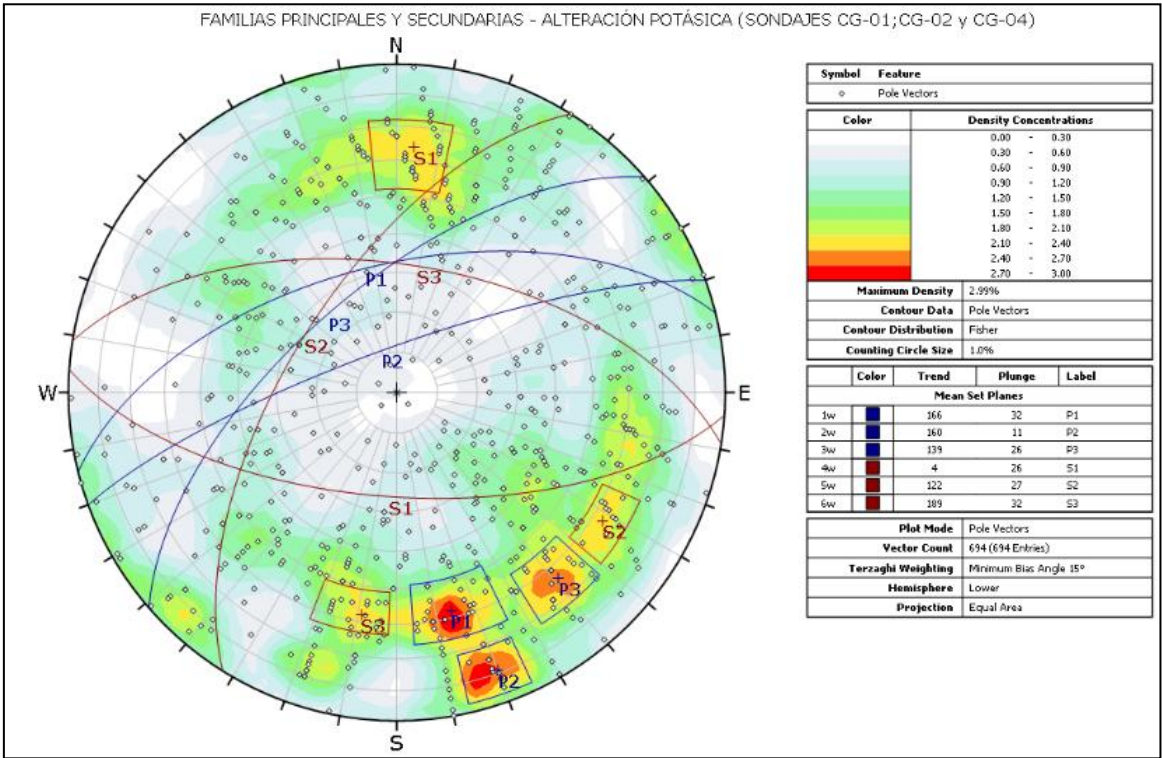
2.3.2.1 Dominios estructurales.

Para definir los dominios estructurales se recomienda seguir los siguientes pasos:

- Definición de geometría básica, donde se consideran las estructuras mayores, además de lineamientos, discordancias, y contactos litológicos, mineralógicos y/o de alteración cuando estos inciden en un cambio en la distribución estructural, además se consideran algunas estructuras intermedias cuando estas limitan cambios relevantes en los patrones estructurales.
- Una vez definida la geometría básica se analiza el comportamiento de estructuras intermedias y menores dentro de cada volumen de roca limitado por la geometría básica, se trata de verificar la similitud de la orientación e intensidad de los sets estructurales presentes, si eso no ocurre deberá subdividirse ese volumen de roca.
- Una vez verificada la geometría básica se procede a caracterizar los sistemas de discontinuidades, por análisis mediante el software estructural DIPS desarrollado por Rocscience Inc. (2022a) (ver Figura 47), de tal manera que se defina la orientación, intensidad y variabilidad de estos para cada sector.
- Se generan plantas y perfiles con las estructuras que definen la geometría básica, junto con la identificación de los volúmenes de roca como dominios. A cada dominio se le puede asignar números o nombres, en este último caso se puede utilizar el nombre de la estructura mayor más relevante en la definición de ese dominio.
- Se asignan nombres a los sistemas de discontinuidades definidos en cada dominio estructural.

Figura 47

Agrupación de varias investigaciones que comparten la fábrica estructural.



2.3.2.2 Análisis estereográfico.

Preliminarmente a esta evaluación se identifica, a escala de tajo, los dominios estructurales primarios. Los límites de los dominios estructurales deben tener en cuenta la litología/alteraciones y la geometría del tajo, pero principalmente las fallas importantes mapeadas en el tajo combinados con los resultados del mapeo de la superficie, el registro de perforaciones orientadas, etc.

Una vez que se han seleccionado los límites del dominio primario, las estructuras secundarias (de escala de banco e interrampa dentro de cada dominio) deben ser diferenciadas. Este proceso debe presentar una evaluación exhaustiva de la base de datos estructural y puede conducir a cambios en los límites primarios o a la subdivisión de los dominios, usando estructuras menores y la fábrica de juntas.

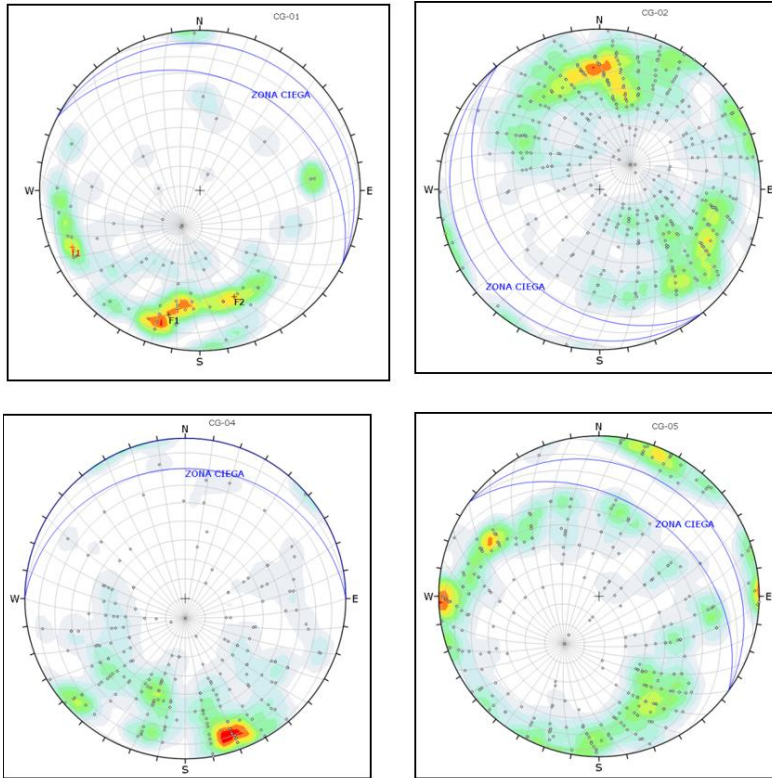
Esta evaluación exhaustiva será realizada mediante análisis estereográfico identificando las familias de discontinuidades principales y secundarias para la determinación de los dominios estructurales del tajo en estudio.

La información estructural obtenida de la revisión de información deberá ser procesada para la configuración del tajo con este fin usando el software DIPS o similar (ver Figura 48). En el análisis estereográfico, independientemente de sus formaciones geológicas o unidades geotécnicas, se diferencian las estructuras geológicas principales, secundarias y aleatorias, por ejemplo:

- Sistemas de fallas geológicas líticas, normales, inversas, etc. las podrían dominar las estructuras del tajo.
- Sistema de la estratificación que podría presentar cierta inflexión con respecto a su buzamiento.
- Sistemas de juntas principales que podrían estar conformadas por diaclasas subverticales, con azimut diferenciado para cada dominio estructural.
- Sistemas de juntas secundarias, que dependiendo de la continuidad o características podrían generar cuñas con las familias principales.
- Sistemas aleatorios, que podrían no presentar patrones definidos.

Figura 48

Discontinuidades registradas en testigos orientados de diferentes sondajes.

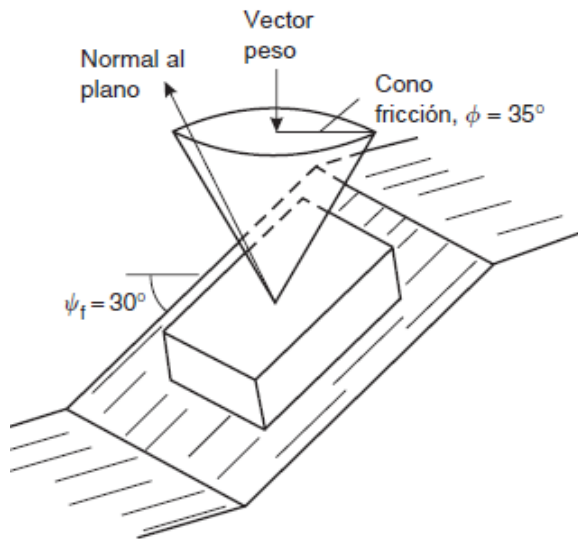


2.3.2.3 Análisis cinemático.

Este análisis se lleva a cabo asumiendo que la resistencia al corte de la superficie de deslizamiento se basa solamente en la fricción y la cohesión es nula. Considerando un bloque en reposo en un plano inclinado con un ángulo de fricción de ' ϕ ' entre el bloque y el plano (Figura 49). Para una condición de reposo, el vector de fuerza normal al plano debe estar dentro del cono de fricción. Cuando la única fuerza que actúa sobre el bloque es la gravedad, el polo del plano está en la misma dirección que la fuerza normal, por lo que el bloque será estable cuando el polo se encuentre dentro del círculo de fricción. Las envolventes de la Figura 50 muestran las posibles posiciones de los polos que pueden formar bloques inestables.

Figura 49

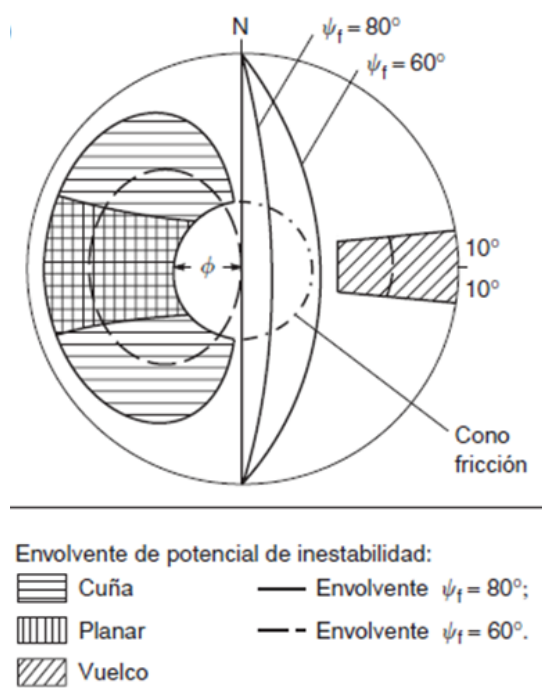
Análisis cinemático combinado y estabilidad simple con el cono de fricción.



Nota: Elaborado por Wyllie (2018).

Figura 50

Proyección estereográfica de cono de fricción sobre las envolventes.



Nota: Elaborado por Wyllie (2018).

2.3.3 Programa DIPS

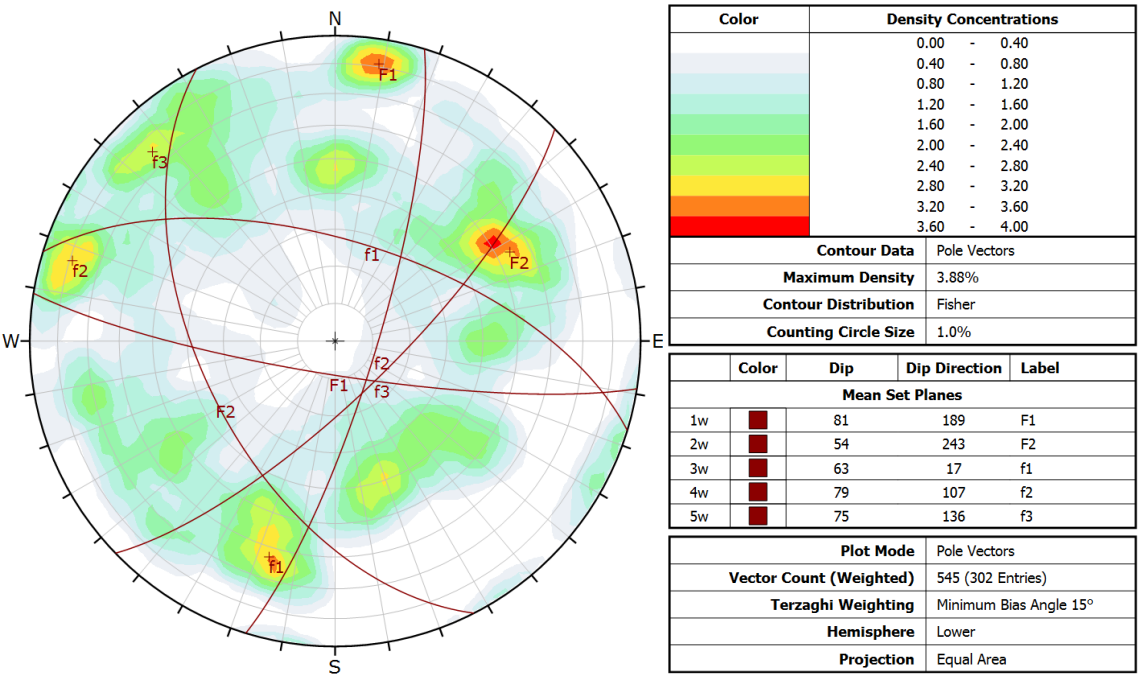
Los análisis estereográficos y cinemáticos para los taludes del tajo fueron realizados en el programa DIPS (Rocscience Inc. (2022a)), el cual fue desarrollado por la compañía canadiense ROCSCIENCE, y viene siendo muy usado en la práctica actual para el diseño de tajos y otras estructuras.

Este programa está diseñado para el cálculo interactivo, gráfico y estadístico, de orientaciones de datos estructurales geológicos, dando al usuario una forma parecida a usar manualmente las proyecciones estereográficas. Los criterios al usar la estereografía y hacer los gráficos a mano con papel, lápiz son la base para poder comprender como trabaja este programa de cómputo.

En la Figura 51 se muestra un ejemplo de sistemas de discontinuidades identificados y delimitados en el estereograma del programa DIPS.

Figura 51

Estereograma mostrando la concentración de polos y sus discontinuidades.



2.3.3.1 Falla Planar.

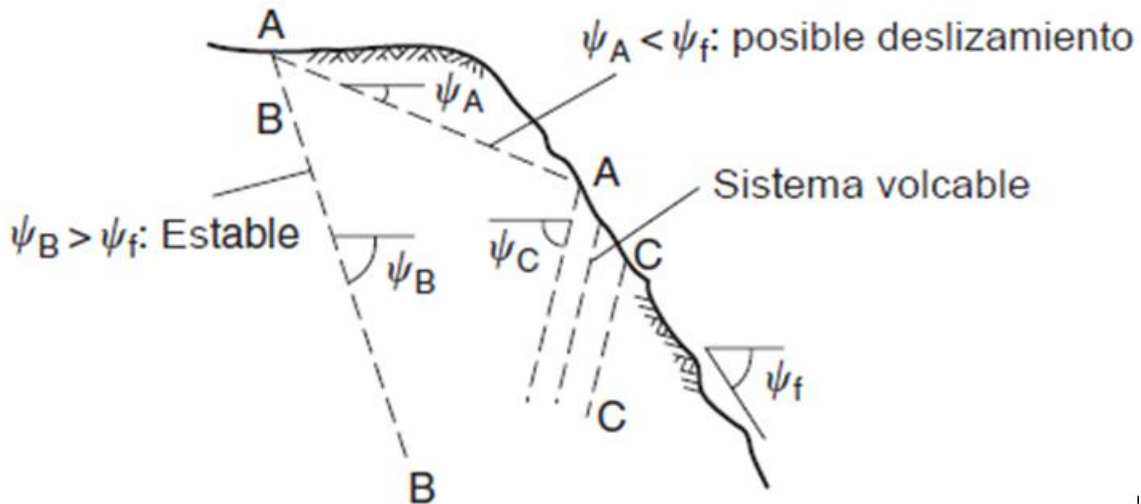
En la Figura 52, un bloque planar potencialmente inestable está formado por el plano AA, cuyo buzamiento es menor a la cara del talud ($\psi_A < \psi_f$), lo cual es indicador de un posible deslizamiento de este bloque. Sin embargo, el deslizamiento no es posible en el plano BB cuyo buzamiento es mayor que el de la cara del talud ($\psi_B > \psi_f$) y no representa riesgo alguno de falla planar. De manera similar, el buzamiento del sistema de discontinuidades CC hace que el deslizamiento no pueda ocurrir en estos planos, aunque un volcamiento si fuera posible. Los polos de la cara del talud y los sistemas de discontinuidades (simbolizados por la letra P) se representan en el estereograma de la Figura 53, suponiendo que la orientación de los planos de discontinuidad es paralela a la del talud.

La posición de estos polos muestra que todos los planos de discontinuidad pueden aflorar en la cara del talud demostrando que son potencialmente inestables. Esta área se denomina envolvente de afloramiento de fallas y se puede utilizar para identificar rápidamente bloques potencialmente inestables.

La dirección de buzamiento de los sistemas de discontinuidades también influirá en la estabilidad. El deslizamiento del bloque no es posible si la dirección de buzamiento de la discontinuidad y de la cara del talud, difieren en más de 20° . Es decir, el bloque es estable si $|\alpha_A - \alpha_f| > 20^\circ$, debido a que bajo estas condiciones habrá un espesor creciente de roca intacta en un extremo del bloque que tendrá suficiente resistencia para resistir el deslizamiento. En el estereograma esta restricción en la dirección de inmersión de los planos se representa por dos líneas que definen direcciones de buzamiento de $(\alpha_f + 20^\circ)$ y $(\alpha_f - 20^\circ)$. Estas dos líneas designan los límites laterales de la envolvente de afloramiento de fallas en la Figura 53.

Figura 52

Discontinuidades formando bloques de roca en taludes.



Nota: Elaborado por Wyllie (2018).

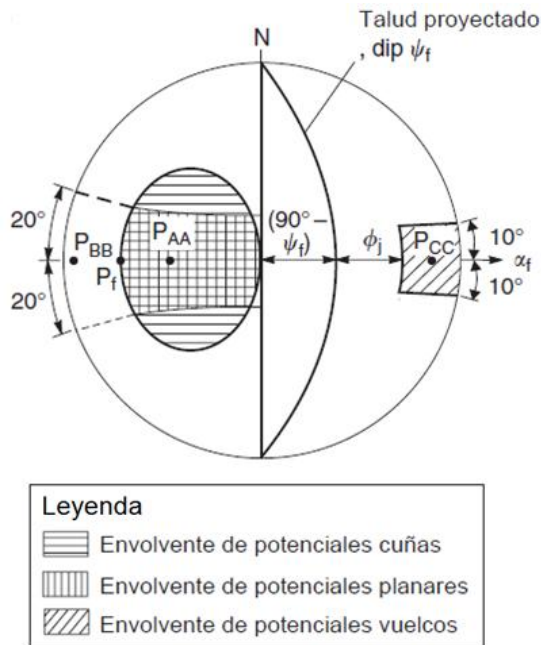
2.3.3.2 Falla en Cuña.

El análisis cinemático de las fallas en cuña (Figura 53) puede llevarse a cabo de manera similar a la de las fallas planares. En este caso, el polo de la línea de intersección de las dos discontinuidades se traza en el estereograma y el deslizamiento es posible si la intersección aflora en la cara del talud, es decir ($\psi_i < \psi_f$).

La dirección de deslizamiento de las cuñas cinemáticamente permisibles es menos restrictiva que la de las fallas planares debido a que hay dos planos para formar estas superficies de liberación. Una envolvente de afloramiento de falla natural para la línea de intersección, como se muestra en la Figura 53, es más ancha que la envolvente para fallas planares. La envolvente de afloramiento de falla en cuña es el lugar de todos los polos que representan las líneas de la intersección cuyas direcciones de buzamiento se encuentran en el plano de la cara del talud.

Figura 53

Análisis cinemático: Estereograma con proyección equiareal.



Nota: Elaborado por Wyllie (2018).

2.3.3.3 Falla por Vuelco.

Generalmente, el plano base de un vuelco por flexión no está bien definido como el del vuelco directo. Para que se produzca una falla por vuelco por flexión, la dirección de buzamiento de las discontinuidades que buzan en contra del talud debe estar dentro de aproximadamente 10° de la dirección de buzamiento de la cara del talud, de manera que se forma una serie de placas paralelas a la cara del talud. Además, el buzamiento de los planos debe ser lo suficientemente empinado como para que se produzca el deslizamiento entre capas. Si las caras de las capas tienen un ángulo de fricción ϕ_j , entonces el deslizamiento ocurre únicamente si la dirección del esfuerzo de compresión aplicado está en un ángulo mayor que ϕ_j con la normal a las capas. Goodman y Bray (1976) indican que la dirección del esfuerzo principal en el corte es paralela a la cara del corte (ángulo de inclinación ψ_f), de manera que el deslizamiento entre capas y la falla por vuelco ocurrirán en planos con buzamiento ψ_p cuando se cumplan las siguientes condiciones:

$$(90^\circ - \psi_f) + \phi_j < \psi_p \quad (2.27)$$

Estas condiciones en la dirección de buzamiento y de buzamiento de los planos que pueden desarrollar fallas por vuelco se definen en la Figura 53. La envolvente que define la orientación de estos planos se encuentra en el lado opuesto del estereograma desde las envolventes deslizantes.

Hudson y Harrison (1997) indican que para que se produzca el modo de falla tipo vuelco directo, se deben presentar las siguientes condiciones:

- Dos sistemas de discontinuidades que se intersectan de modo que la línea de intersección tenga una dirección de inclinación en contra de la pendiente del talud, formando bloques discretos volcables.
- Un tercer sistema de discontinuidades que actúe como un plano de deslizamiento para bloques discretos.

El vuelco directo puede ser más crítico cuando la línea de intersección de las familias de discontinuidades sea casi vertical y la inclinación esté direccionada en contra de la pendiente del talud, además que el plano base sea casi horizontal de modo que corte los bloques formando de este modo los planos de desprendimiento.

2.3.3.4 Programas RocPlane y SWedge.

2.3.3.4.1 RocPlane (Rocscience Inc., 2022b).

Es una herramienta de análisis rápida e interactiva que sirve para evaluar la posibilidad de deslizamientos por fallas tipo planar en taludes de roca (la última versión es el RocPlane V.4.0), definido por un plano de discontinuidad, la cara del talud, la cara superior del talud y una grieta de tensión (en caso de presentar).

Las consideraciones de análisis de este tipo de falla en el RocPlane son:

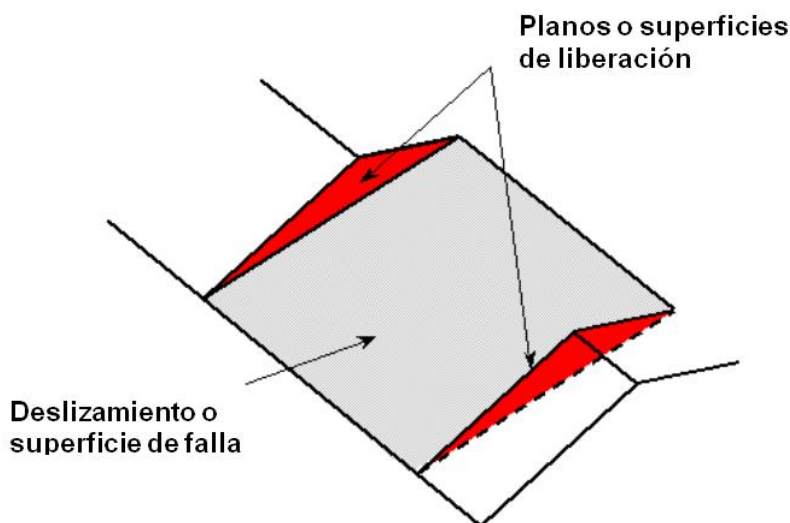
- El análisis es del tipo bidimensional, donde se asume que las direcciones de buzamiento de la cara del talud, la cara superior del talud, plano de falla y la

grieta de tensión son paralelas o casi paralelas, considerando un rango de desviación de $\pm 20^\circ$ para ser aplicable en el análisis.

- El plano de falla debe aflorar en la cara del talud, es decir el buzamiento del plano de falla debe ser menor que el buzamiento de la cara del talud.
- El análisis se desarrolla en una unidad de ancho del talud, en el exterior de la dirección del plano.
- Se asume que todas las fuerzas involucradas (peso del bloque, fuerzas debido al nivel freático, fuerzas sísmicas y fuerzas de sostenimiento), actúan en el centroide del bloque deslizante. No se considera el efecto de momentos.
- El modo de falla asumido es para deslizamiento traslacional.
- Los planos de liberación, los cuales son paralelos a la sección transversal de análisis, aportan una resistencia despreciable al deslizamiento en los límites laterales de la falla. Esto se muestra en la Figura 54.

Figura 54

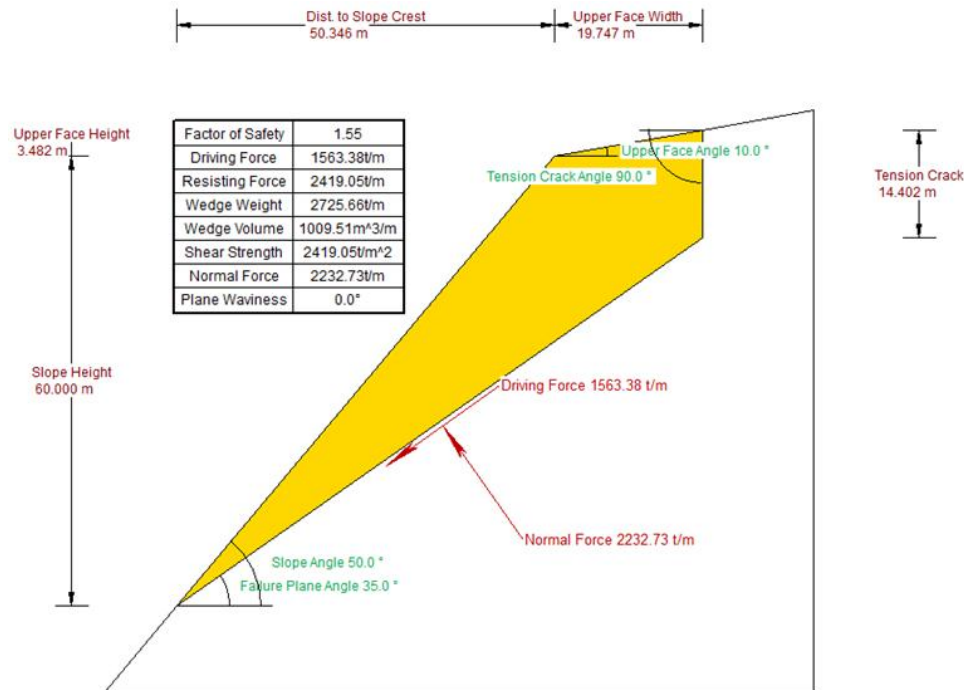
Planos de liberación que permiten la ocurrencia de fallas planares.



La falla planar es muy común en taludes de bancos de roca. En la Figura 55 se muestra un ejemplo del resultado de un análisis realizado en el RocPlane.

Figura 55

Análisis para falla planar usando el programa RocPlane.



2.3.3.4.2 Swedge (Rocscience Inc., 2022e).

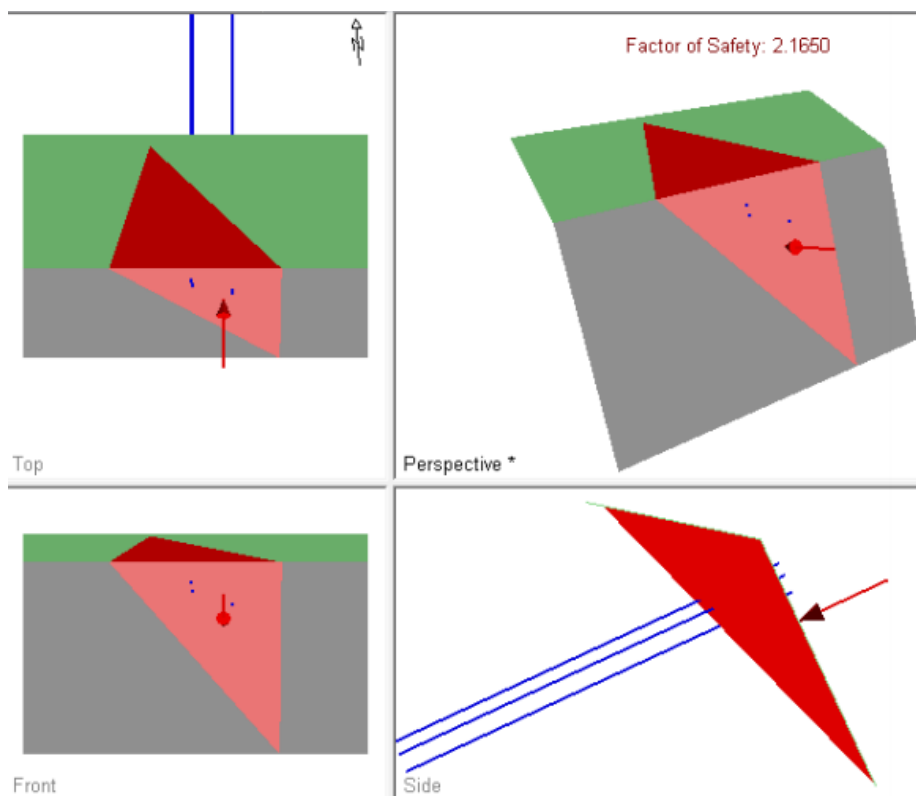
El programa Swedge es una herramienta de análisis rápida e interactiva que sirve para evaluar la estabilidad de superficies de falla tipo cuña en taludes de roca (la última versión es el Swedge V.7.0), definido por dos planos de discontinuidad que se intersectan, la cara del talud y, opcionalmente, una grieta de tensión (en caso se presente).

La estabilidad de cuñas puede ser evaluada usando el método de análisis determinístico o probabilístico. En un análisis determinístico, el programa calcula el FS para una cuña de orientación conocida. En un análisis probabilístico, se ingresa datos estadísticos para tener en cuenta la incertidumbre en la orientación de juntas y en sus parámetros de resistencia. Esto dará lugar a una distribución de FS, de la cual se calculará una probabilidad de falla.

El programa además permite evaluar condiciones de presiones de agua, fuerzas externas y sísmicas, pernos de anclaje activos o pasivos y sostenimiento con shotcrete. En la Figura 56 se muestra el ejemplo de un caso evaluado en el programa en mención.

Figura 56

Análisis con anclajes para falla tipo cuña usando el programa SWEDGE.



2.3.4 Estabilidad gobernada por el macizo rocoso

2.3.4.1 Método de equilibrio límite.

Este método, debido a su simplicidad, es el más usado actualmente para evaluar la estabilidad de taludes y establece que el colapso del terreno se produce a través de una línea imaginaria que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto a la masa inferior, produciéndose así la rotura del terreno.

Este método requiere una geometría (sección representativa), además de conocer la resistencia al corte de los materiales y/o juntas, pesos unitarios de materiales, nivel de agua subterránea y condiciones de cargas externas, para determinar los factores de seguridad al deslizamiento de taludes.

2.3.4.2 Factor de seguridad.

Se define el factor de seguridad (FS), como el valor que cuantifica la proporción entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles.

2.3.4.3 Método de dovelas.

Los métodos de equilibrio límite utilizados para el análisis de estabilidad de fallas locales (planares, bloques y cuñas), se resuelven analizando un solo cuerpo libre y no dependen de la distribución de esfuerzos normales efectivos a lo largo de la superficie de falla. Sin embargo, si la resistencia a la rotura del macizo rocoso se calculara, la distribución de los esfuerzos normales efectivos a lo largo de la superficie de falla evaluada debe ser conocida.

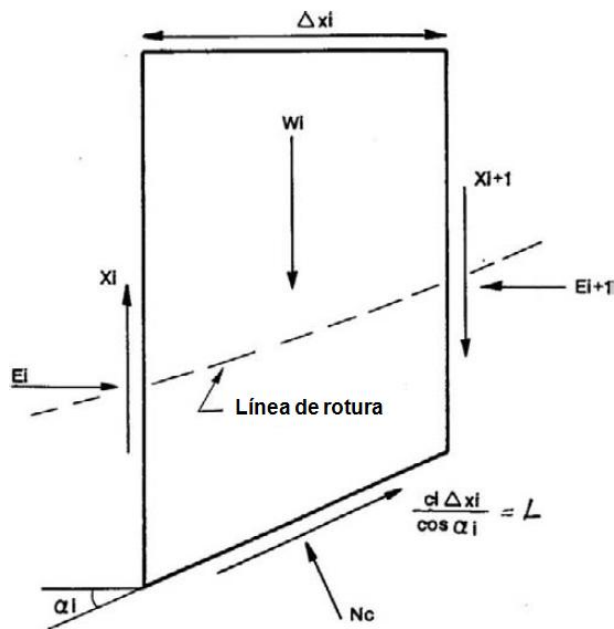
Las soluciones para esta condición se basan generalmente en el método 2D de dovelas, que divide el cuerpo en rebanadas por encima de la superficie de falla evaluada. A menudo se asume que esta superficie es circular, pero puede tomar cualquier forma ya que el método de dovelas puede adaptarse fácilmente a taludes complejos y geometrías no circulares de superficie de falla, condiciones variables de macizo rocoso y cargas externas aplicadas. Sin embargo, siempre existirán más incógnitas (fuerzas, puntos de aplicación de las fuerzas, entre otros) que número de ecuaciones de equilibrio, lo que significa que el cálculo del factor de seguridad es estáticamente indeterminado. Por lo

tanto, todos los procedimientos realizan asunciones o simplificaciones para disminuir el número de incógnitas y resolver el FS; cada procedimiento se diferencia en el tipo de asunción que realiza.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela individual se ilustran en la Figura 57. Las ecuaciones asociadas y las incógnitas se resumen en la Tabla 4.

Figura 57

Fuerzas actuantes en una dovela



Nota: Elaborado por Read y Stacey (2009).

Tabla 4

Ecuaciones e incógnitas asociadas al método de dovelas

Ecuaciones	Condición
n	Equilibrio de momentos en dovela ($\sum M = 0$)
$2n$	Equilibrio horizontal y vertical en dovela ($\sum F_h$ y $\sum F_v = 0$)
$\underline{n}$	Ecuaciones de resistencia cortante
$4n$	Número total de ecuaciones

Ecuaciones	Condición
Incógnitas	Variables
1	Factor de seguridad, FS
n	Fuerza Normal, N
n	Ubicación de N en el plano de deslizamiento
n	Fuerza cortante, T
n-1	Fuerzas horizontales entre dovelas, E_i y E_{i+1}
n-1	Fuerzas verticales entre dovelas, X_i y X_{i+1}
<u>n-1</u>	Línea de rotura, ubicación de E_i , E_{i+1}
6n-2	Número total de incógnitas

Nota: Elaborado por Read y Stacey (2009).

Los procedimientos de análisis más conocidos basados en el método de dovelas y las condiciones de equilibrio estático que cumplen son resumidos en la Tabla 5. En esta tesis se optó por usar el procedimiento de Spencer (1967) por ser el más simplificado entre los que satisfacen todas las consideraciones de equilibrio mostradas en la Tabla 5.

Tabla 5

Ecuaciones de equilibrio estático basados en el método de dovelas

Procedimiento	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos
	x	y	
Fellenius OMS	No	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbu simplificado	Si	Si	No
US Corps of Engineers	Si	Si	No
Lowe y Karafiath	Si	Si	No
Morgenstern y Price	Si	Si	Si
Spencer	Si	Si	Si
Sarma	Si	Si	Si

Nota: Elaborado por Read y Stacey (2009).

2.3.4.4 Procedimiento de Spencer.

Es considerado entre los más rigurosos y fue inicialmente pensado para el análisis de superficies de rotura circulares. El procedimiento de Spencer (1967) puede aplicarse a superficies no circulares en caso se adopte un centro de rotación friccional. Supone que la interacción entre rebanadas actúa como una componente de empuje con un ángulo (θ) de

inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, se analiza tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas en función a ese ángulo (θ), hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a superficies de fallas circulares como generales:

$$\lambda f(x) = \tan\theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (2.28)$$

En donde $f(x) = 1$ (función constante), $\lambda = \tan\theta$ y $\theta =$ ángulo resultante de la fuerza entre dovelas medido desde la horizontal.

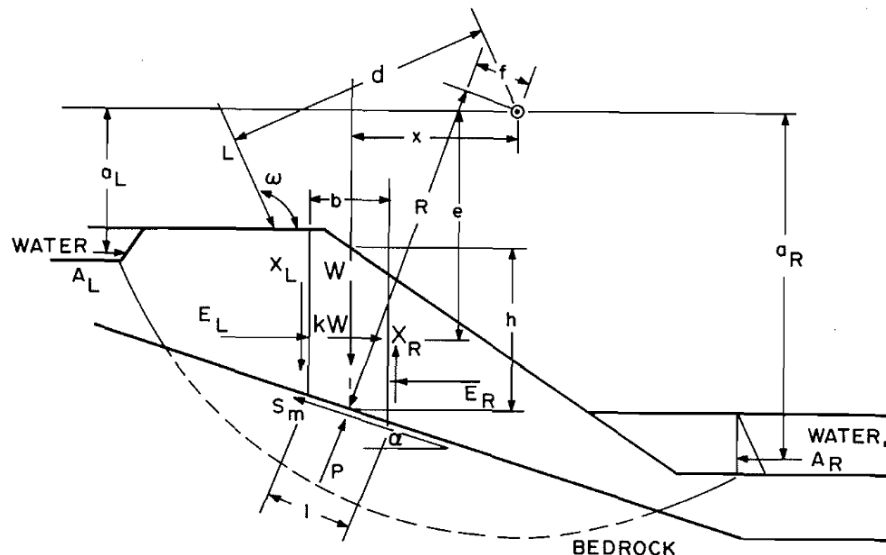
Donde:

X_L y X_R : Fuerzas verticales entre dovelas para el lado izquierdo y derecho

E_L y E_R : Fuerzas horizontales entre dovelas para el lado izquierdo y derecho

Figura 58

Esquema general para los procedimientos de dovelas.



Nota: Elaborado por Fredlund y Krahn (1977).

Donde X son las fuerzas verticales y E las horizontales. La fuerza normal en la base del elemento será:

$$P = \left[W - (E_R - E_L) \tan \theta - \frac{c' l \sin \alpha}{FS} + \frac{u l \tan \phi' \sin \alpha}{FS} \right] / m_i \quad (2.29)$$

Donde:

$$m_i = \cos i \left(1 + \tan i \frac{\tan \phi'}{FS} \right) \quad (2.30)$$

Donde:

- P : Fuerza normal en la base de la dovela sobre una longitud l
- W : Peso de la dovela de ancho b y altura h
- c' : Cohesión efectiva del suelo
- ϕ' : Ángulo de fricción efectivo del suelo
- u : Presión de poros
- i : Variable o Incógnita
- α : Ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal
- FS : Factor de seguridad definido como la tensión de corte movilizada

Las fuerzas horizontales entre dovelas se obtienen del equilibrio horizontal de fuerzas:

$$\sum F_H = 0 \rightarrow P \sin \alpha + kW = (E_R - E_L) + S_m \sin \alpha \quad (2.31)$$

Donde:

- k : Coeficiente sísmico
- S_m : Fuerza cortante movilizada en la base de la dovela. Es una fracción de la resistencia cortante que puede ser definida, por el criterio de Mohr-Coulomb, usando la siguiente ecuación:

$$S_m = \frac{c' l + (P - ul) \tan \phi'}{FS} \quad (2.32)$$

Spencer (1967) derivó dos ecuaciones para el FS. La primera está basada en el equilibrio de momentos y la segunda en el equilibrio de fuerzas horizontales. El FS basado en el equilibrio de momentos (FS_m) es el mismo que el usado en el procedimiento simplificado de Bishop:

$$FS_m = \frac{\sum [c' lR + (P - ul)R \tan \phi']}{\sum Wx - \sum Pf + \sum kWe \pm Aa + Ld} \quad (2.33)$$

Donde:

- R : Radio asociado con la fuerza cortante movilizada S_m
- x : Distancia horizontal de la dovela al centro de rotación
- e : Distancia vertical del centroide de cada dovela al centro de rotación
- f : Distancia perpendicular de la fuerza normal con el centro de rotación
- A : Resultantes de las fuerzas de agua
- a : Distancia perpendicular entre la resultante de las fuerzas de agua y el centro de rotación
- L : Carga puntual (fuerza por unidad de longitud)
- d : Distancia perpendicular entre la carga puntual y el centro de rotación

De manera similar, el FS basado en el equilibrio de fuerzas horizontales (FS_f) es el mismo que el usado en el procedimiento simplificado de Janbu:

$$FS_f = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (P - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum P \sin \alpha + \sum kW \pm Aa - L \cos \omega} \quad (2.34)$$

Donde:

- ω : Ángulo entre la carga puntual y la horizontal

El procedimiento de Spencer calcula dos valores de FS para cada valor asumido de ángulo de fuerzas entre dovelas (θ). El FS será aquel calculado para un valor de θ que resulte en los mismos valores de FS_m y FS_f .

2.3.4.5 Programa Slide (Rocscience Inc., 2022d).

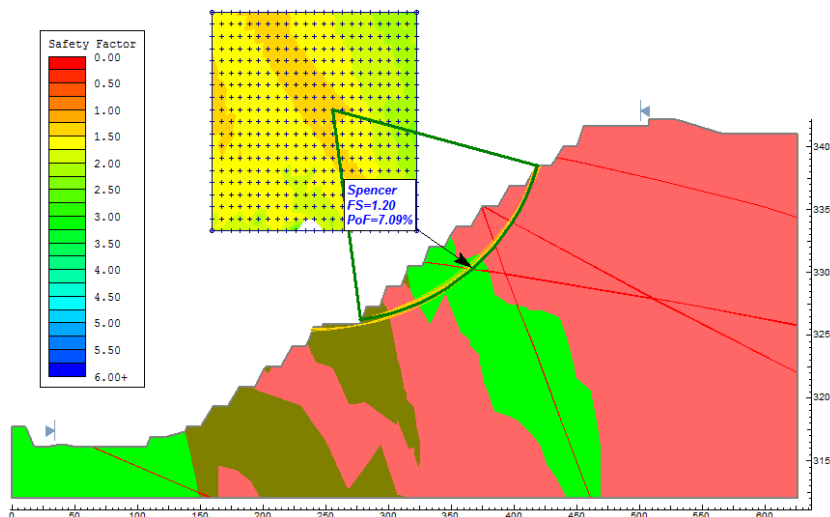
SLIDE es un programa de cómputo que realiza análisis de estabilidad bidimensional por el método de equilibrio límite. Este programa permite modelar configuraciones complejas de taludes, definir modelos para el suelo y la roca tales como: Mohr Coulomb, Hoek-Brown anisotrópico, Hoek-Brown generalizado, Barton-Bandis, función esfuerzo normal - cortante, entre otros. Entre sus principales características se tiene:

- Análisis probabilísticos avanzados (Monte Carlo e Hipercubo Latino).
- Análisis de sensibilidad.
- 9 procedimientos para el cálculo del factor de seguridad.
- Al acoplarse con un análisis de flujo, SLIDE realiza análisis de flujo transitorio o parcialmente saturado.
- Avanzados algoritmos de búsqueda de la superficie de falla crítica.
- 17 modelos de rotura de suelo (Mohr-Coulomb, Generalizado Hoek-Brown, Generalizado anisotrópico, Barton-Bandis, entre otros).

La Figura 59 muestra un ejemplo del resultado de realizar un análisis de estabilidad en el programa Slide.

Figura 59

Análisis de estabilidad en el programa Slide.

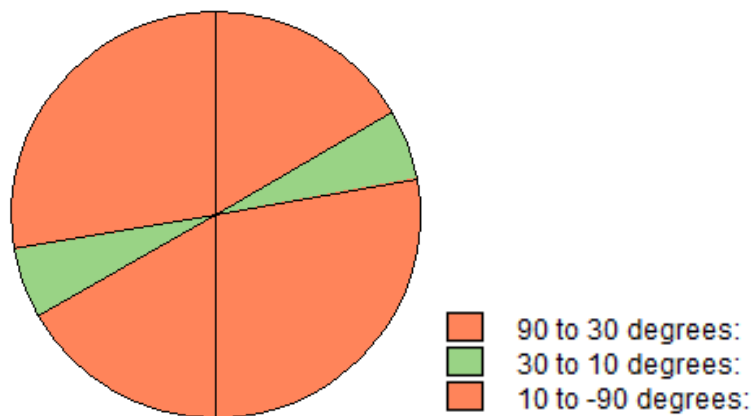


Un material anisotrópico (tal como un macizo rocoso) puede ser modelado con el criterio de rotura "generalizado anisotrópico". Este permite crear un modelo de resistencia compuesta, en el cual se puede asignar cualquier criterio de rotura para cualquier rango de orientaciones. Como ejemplo se puede apreciar la Figura 60, en la que la coloración verde podría representar a un estrato o discontinuidad cuyo buzamiento en el talud varía entre 10° - 30° ; y lo demás sería la matriz rocosa.

Para el desarrollo de la presente tesis, el criterio de rotura en mención permitió simular la influencia de las discontinuidades en taludes rocosos acoplando los criterios de rotura considerados para la roca (generalizado Hoek y Brown) y para las discontinuidades (Barton-Bandis).

Figura 60

Definición de sub-materiales en el criterio generalizado anisotrópico.



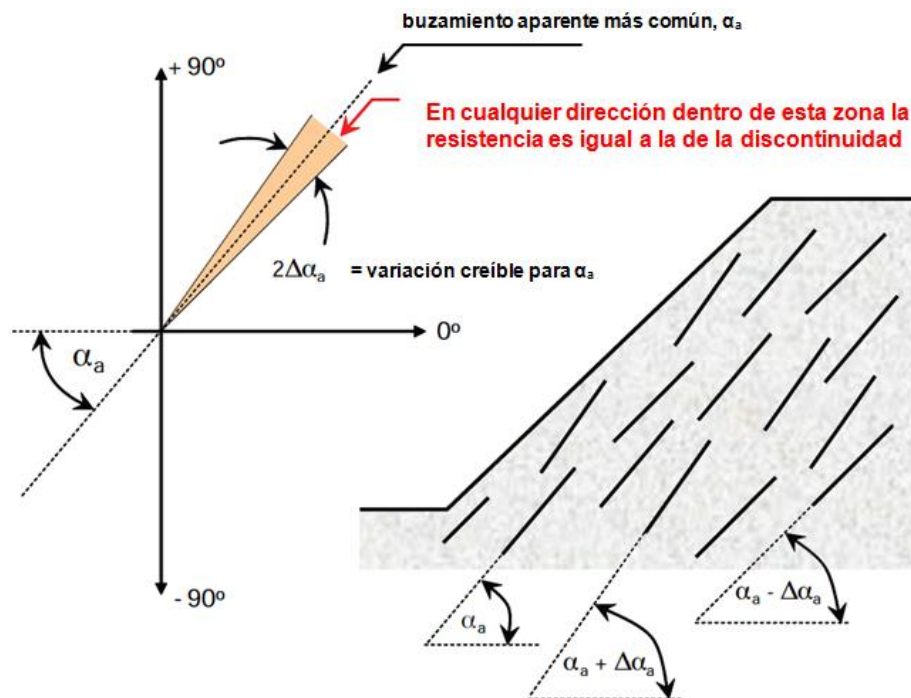
Read y Stacey (2009) indican que una vez definida la resistencia al corte de las discontinuidades (ya sean persistentes o no persistentes, es decir que contienen puentes de roca), se puede definir la resistencia direccional del macizo rocoso como sigue:

- Para cada sistema de discontinuidades sub-paralelas a la orientación del talud, se debe determinar el valor más probable del buzamiento aparente en la sección del talud (α_a) y la posible variación de este valor ($\Delta\alpha_a$). En la mayoría de los casos donde se dispone de buena data estructural, el valor de $\Delta\alpha_a$ será aproximadamente 5° , pero si la data es insuficiente podrá ser mucho mayor.

- Como se muestra en la Figura 61, estos valores se usan para definir las direcciones donde la resistencia cortante es aportada por las discontinuidades (ya sean persistentes o no persistentes conteniendo puentes de roca).

Figura 61

Sistema de direcciones donde gobierna la resistencia de la discontinuidad.

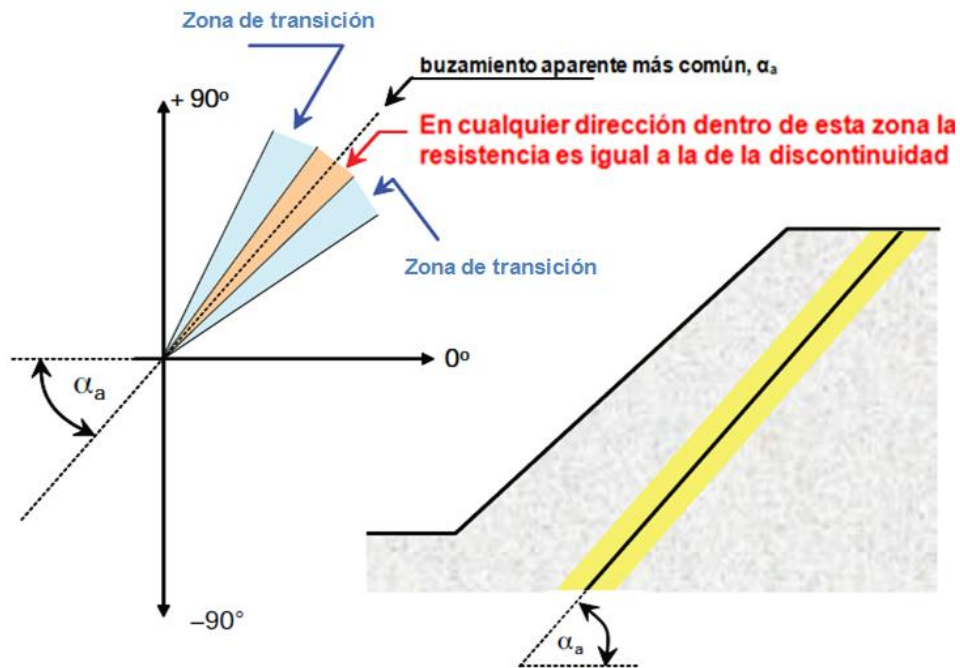


Nota: Elaborado por Read y Stacey (2009).

- Algunas discontinuidades tales como las fallas, pueden tener una zona de alteración asociada a estas, ocasionando que la resistencia al corte de esta zona pueda ser menor que la de la roca sin alterar. En la Figura 62 se muestra cómo es posible incluir las zonas de transición de resistencia intermedia, entre las de la discontinuidad y la roca sin alterar.

Figura 62

Zonas de transición para incluir el efecto de una discontinuidad

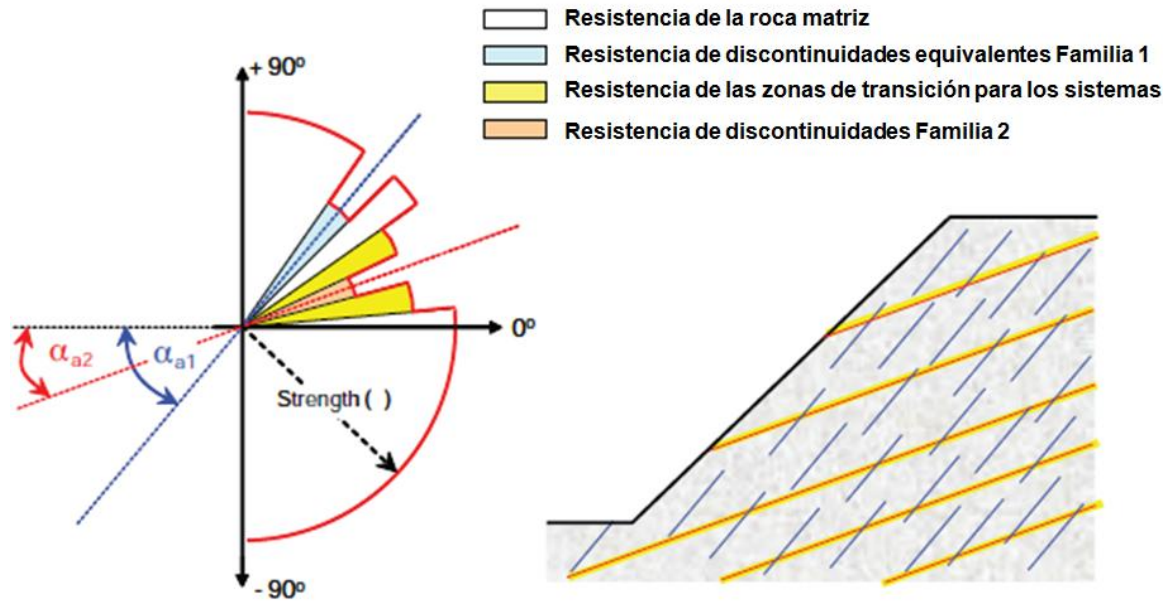


Nota: Elaborado por Read y Stacey (2009).

- Estas resistencias se superponen para definir la resistencia direccional del macizo rocoso, como se ilustra en la Figura 63 para el caso de un macizo rocoso que contiene dos sistemas de discontinuidades. Las discontinuidades de la familia 1 no son persistentes e incluyen puentes de roca mientras que las discontinuidades de la familia 2 son persistentes y tienen una zona de alteración asociada.

Figura 63

Definición de resistencia direccional de un macizo rocoso



Nota: Elaborado por Read y Stacey (2009).

Capítulo III. Desarrollo del modelo geotécnico del tajo abierto

En este capítulo se describe como, a partir de los datos colectados de los ensayos de campo y laboratorio (comentados en el capítulo 2), se elabora el modelo geotécnico que va a ser usado para evaluar la estabilidad física del tajo para luego identificar la existencia de sectores críticos (roca de calidad deficiente) que requieran modificar la geometría del tajo, y también sectores que puedan ser optimizados (roca de calidad óptima).

3.1 Mapeo geológico - geotécnico

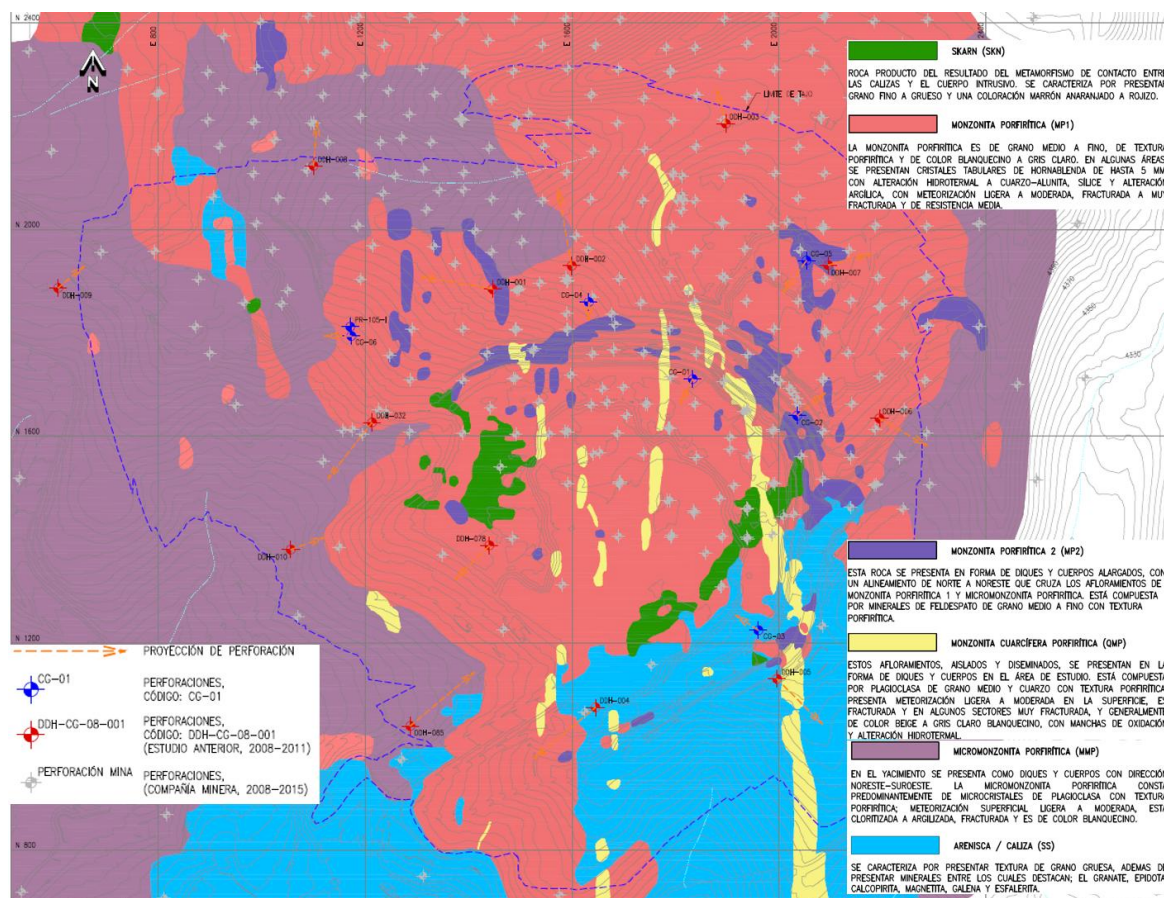
En la presente tesis se tomó en cuenta el mapeo geológico-geotécnico de campo realizado en el tajo tomado como ejemplo. Esto consistió en levantar información geomecánica sobre el macizo rocoso y las discontinuidades, y corroborar la información proporcionada por la compañía minera en su modelo de bloques de alteraciones del tajo, así como registrar e identificar unidades geológicas-geotécnicas, las cuales incluyen la siguiente información: litología (ver Figura 64) y alteración (ver Figura 71) de los taludes existentes, calidad del macizo rocoso, contactos geológicos y condición estructural actual.

El mapeo definió las condiciones geomecánicas para los tipos de alteraciones mineralógicas en la superficie del tajo (ver Figura 71) y fue usado como información de entrada para el modelo geológico, en el análisis de estabilidad final.

Los tipos de alteración hidrotermal encontrados fueron: argílica, fílica, potásica, propilítica, sílica, skarn y clorítica; siendo la alteración propilítica la predominante. Adicionalmente, existen zonas que no presentan ningún tipo de alteración hidrotermal, a las cuales se les hace referencia como roca inalterada.

Figura 64

Litologías existentes en el tajo



La alteración fílica ($RMR_{89} = 52$) se encuentra principalmente en la zona norte, nor-este y nor-oeste, este y sur-oeste del tajo y estará presente en las paredes finales del tajo; la alteración potásica ($RMR_{89} = 32$), se encuentra principalmente en la zona nor-este, norte y este; la alteración propilítica es la predominante y se encuentra en todas las zonas del tajo ($RMR_{89} = 47$), la roca inalterada con $RMR_{89} = 45$, se ubica en la zona sur-este del tajo y en menor proporción en las zonas norte y este del tajo; la alteración skarn ($RMR_{89} = 45$) se encuentra localmente en los sectores oeste y sur. Finalmente, la alteración clorítica ($RMR_{89} = 50$) y la sílica ($RMR_{89} = 50$), se encuentran en pequeñas zonas y no afloran en las paredes del tajo.

El mapeo geológico-geotécnico para la condición final del tajo, en función de las alteraciones, se presenta en la Figura 72 la cual muestra las alteraciones que conformarán las paredes del tajo, en función del modelo de alteraciones en 3D proporcionado por la

compañía minera, así como las estructuras mayores (escala de mina) proyectadas a las paredes del tajo para la condición final.

3.2 Sismicidad

Según el Mapa de Zonificación Sísmica propuesto en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), el área de estudio se encuentra comprendida en la Zona 2, correspondiéndole un área de alta sismicidad, con un factor de zona (Z) de 0,25. En el área cercana al proyecto se han registrado sismos de intensidades sísmicas de VI en la Escala de Intensidades de Mercalli Modificada, según la información de sismicidad histórica recopilada por Silgado (1978).

3.2.1 Aceleración de diseño

La compañía minera proporcionó el último estudio de peligro sísmico realizado para la zona del proyecto. En este estudio se estimó la máxima aceleración sísmica del terreno (PGA) para roca, considerando diferentes periodos de retorno, para los cálculos utilizaron las leyes de atenuación del CISMID (desarrollada por Chávez (2006)) y Youngs et al. (1997) para los sismos de subducción, y Sadigh et al. (1997) para los sismos continentales. En la Tabla 6 se presenta el tipo de suelo según norma IBC ($V_s > 760$ m/s) y se resume los valores de PGA obtenidos.

Tabla 6

Aceleraciones máximas del terreno (PGA)

Leyes de atenuación	Tipo de suelo	Aceleraciones máximas para Tr (años)			
		100	475	975	2475
Chávez (2006) + Youngs et al. (1997) + Sadigh et al. (1997)	B (roca)	0,15	0,24	0,30	0,37

3.2.2 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico es usualmente calculado como una fracción de la aceleración máxima esperada en la zona del proyecto al nivel de la superficie. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (United States Army Corps of Engineers), recomienda el uso de un coeficiente sísmico pseudo-estático igual al 50% de la aceleración máxima del terreno. Es importante mencionar que en la normativa peruana sobre taludes (E050 y C.E. 020), no se expresa recomendación alguna respecto a qué fracción del PGA corresponde el coeficiente sísmico a emplear en el análisis pseudo-estático de estabilidad física de taludes; sin embargo, es común en el medio utilizar el criterio del 50 % del PGA.

El Artículo 264 del “Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería” establece que la pendiente general o talud global de un tajo será establecida bajo condiciones pseudo-estáticas asumiendo las máximas aceleraciones sísmicas y lluvias para un período de retorno de 100 años. Esto complementado con el corto tiempo de exposición que tendrá el tajo durante su operación, hizo que se considere un PGA asociado a 100 años de periodo de retorno (10% de probabilidad de excedencia para un tiempo de exposición no mayor a 10 años). Por lo tanto, a partir de las recomendaciones mencionadas y siendo la máxima aceleración del terreno de 0,15 g, se utilizó un coeficiente sísmico de 0,08 para el análisis pseudo-estático del diseño de taludes.

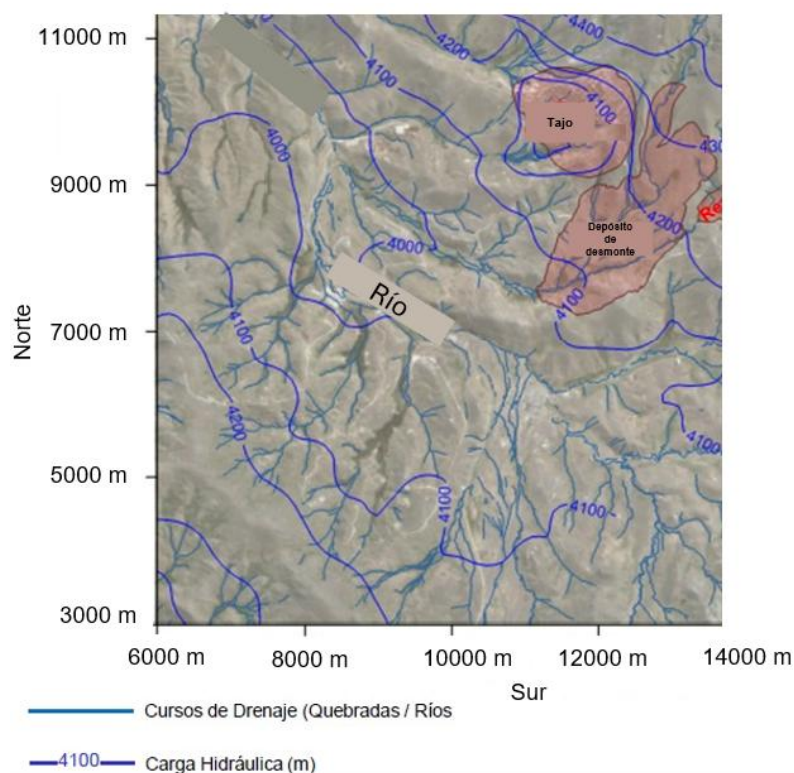
3.3 Hidrogeología

En el campo de aplicación de la ingeniería geotécnica, no se está exento de la incidencia del agua o presión de poros en las estructuras; por lo tanto, para realizar un buen diseño de los taludes del tajo abierto es necesario conocer las características hidrogeológicas del macizo rocoso y de qué manera afectan cierto a los taludes en su estabilidad física.

Para considerar la hidrogeología del tajo (ver Figura 65), se tomó en cuenta las hidroisohipsas (curvas de nivel freático) en el que fueron proyectadas para la condición final del tajo. Esta información permitió desarrollar las líneas piezométricas que se proyectaron a las 6 secciones geológico-geotécnicas que se usaron para el desarrollo de los análisis de estabilidad correspondientes.

Figura 65

Curvas hidroisohipsas del tajo en estudio, para su condición final.

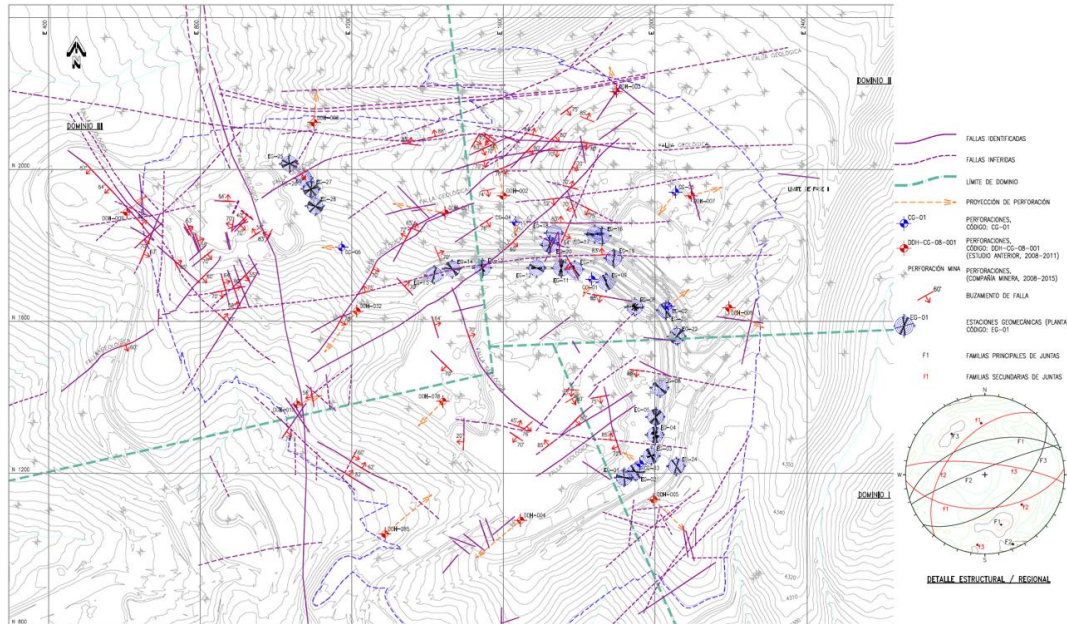


3.4 Evaluación geomecánica-estructural

En la zona de estudio se han ejecutado programas de caracterización geomecánica de los macizos rocosos consistente en investigaciones superficiales y en profundidad. En la Figura 66 se muestra las estructuras existentes en la zona del tajo las cuales fueron identificadas (y en algunos casos inferidas) con base en el mapeo estructural en superficie (incluido estaciones geomecánicas) y perforaciones orientadas.

Figura 66

Estructuras geológicas proyectadas en superficie en el tajo estudiado.



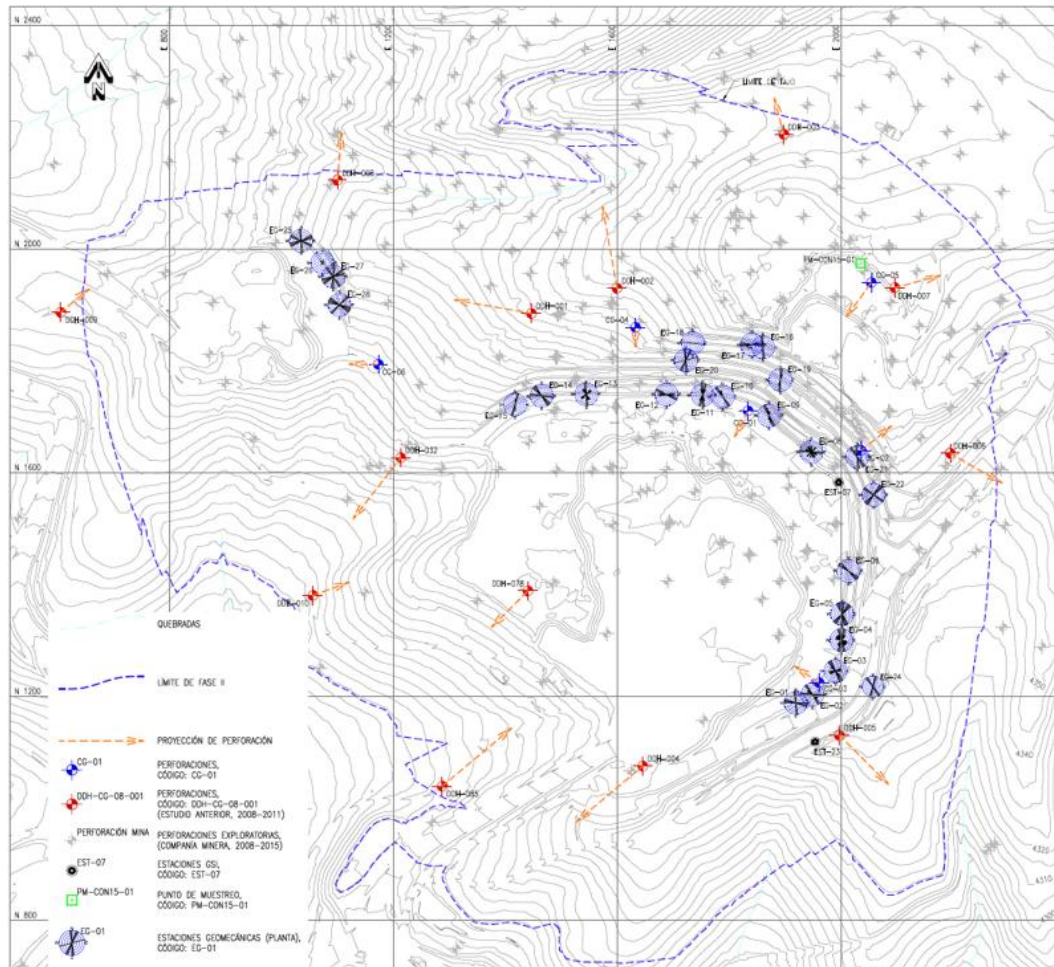
La información geomecánica disponible (y usada para la elaboración del modelo geológico/estructural y geomecánico) es la siguiente:

3.4.1 Estaciones geomecánicas

El mapeo geomecánico de los cortes existentes en el tajo evaluado, se llevó a cabo utilizando el método directo de líneas de detalle, tomándose como datos a las características de las discontinuidades (diaclasas, juntas, fallas geológicas, etc.) tales como: su buzamiento y dirección del buzamiento, espaciamiento, persistencia, rugosidad y las propiedades del relleno. Se revisaron un total de 26 estaciones (ver ubicación en la Figura 67), en las que se caracterizó convenientemente al macizo rocoso a través de parámetros que se pueden obtener *in situ*, tales como: resistencia, meteorización y presencia de agua a través de las discontinuidades. En el Anexo 1 se presentan los resúmenes de las valoraciones RMR y GSI en las estaciones geomecánicas.

Figura 67

Investigaciones geotécnicas (perforaciones y estaciones geomecánicas).



3.4.2 Martillo Schmidt

Se realizaron un total de 26 ensayos con martillo Schmidt tipo L los cuales fueron realizados sobre la superficie de las discontinuidades en los taludes en donde se realizaron las estaciones geomecánicas, con el fin de complementar la caracterización del macizo rocoso.

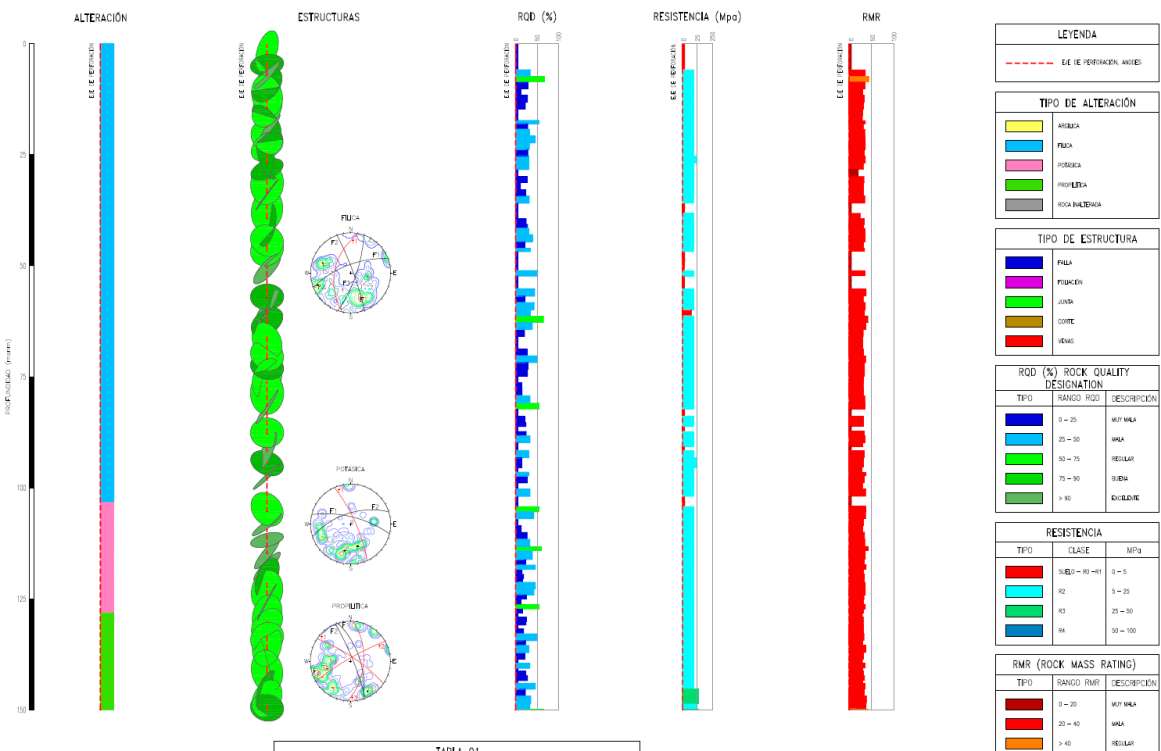
Las lecturas del martillo Schmidt obtenidas en cada punto de ensayo fueron correlacionados con la resistencia a la compresión simple de la roca (Deer y Miller, 1966). Los resultados obtenidos no son indicadores directos de la resistencia de la roca, por este motivo fueron verificados con ensayos destructivos del material. En el Anexo 2 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en este ensayo.

3.4.3 Perforaciones diamantinas orientadas

Se dispone de perforaciones diamantinas orientadas (ver Figura 67). Durante el proceso de perforación se utilizó el método rotativo de recuperación sistema "wire line", con tubería HQ3 (triple tubo), se usó además el sistema de revestimiento HW (casing), el cual protege el taladro de los derrumbes de suelo, a manera de evitar el atrapamiento de tubería. Las perforaciones se ubicaron y orientaron de tal manera que se pueda obtener la mejor información relacionada a la fase final del tajo abierto. En el Anexo 1 se presenta los resúmenes de datos obtenidos de las perforaciones realizadas. Asimismo, en la Figura 68 se muestra un ejemplo de los datos resultantes obtenidos (tipo de alteración, orientación de estructuras, RQD, resistencia compresiva, RMR) a lo largo de una de las perforaciones realizadas. En la Tabla 7 se muestra el valor promedio de RMR y GSI (deducido a partir del RMR) de las alteraciones hidrotermales involucradas en el modelo geomecánico del tajo en estudio.

Figura 68

Datos geológicos-geomecánicos registrados en una perforación.



Nota: Se muestra el tipo de alteración hidrotermal, orientación de estructuras, RQD, resistencia compresiva y RMR.

Tabla 7

Resumen de valores de RMR Básico y GSI para fase final

Alteración	Fase final	
	RMR	GSI correlacionado
Fílica	37	32
Potásica	37	32
Propilítica	47	42
Sílica	50	45
Skarn	45	40
Roca inalterada	37	32

3.4.4 Orientación de discontinuidades

Para la toma de datos de orientación de discontinuidades se utilizaron las convenciones de medición del ISMR, los cuales recomiendan la reglamentación de plantillas y goniómetro a usar en el procedimiento de obtención de datos. En las mediciones en campo se obtienen lo siguiente:

- **Ángulo alfa:** Es el ángulo agudo entre el eje del núcleo y el eje largo de la elipse (0° - 90°), el ángulo alfa también puede referirse al ángulo entre el eje del núcleo y una línea que pasa por el centro del núcleo (línea de máxima pendiente).
- **Ángulo beta:** Es el ángulo entre una línea de referencia a lo largo del núcleo y la traza apical de la elipse medido en sentido agujas del reloj (0° - 360°). En el núcleo orientado, la línea de referencia es la “marca de orientación” o “marca inferior” y el ángulo beta de la traza apical de la elipse se mide en sentido horario desde esta línea.

En testigos de perforación “parcialmente orientados”, la línea de referencia es la huella apical de la elipse del plano de referencia, el ángulo beta es el ángulo entre esta traza apical y la traza de un plano apical desconocida o línea. La línea de referencia antiguamente se identificaba con ayuda del orientador y del molde de plastilina del techo de roca del fondo del pozo. Esta línea se marca normalmente con un plumón indeleble a través de toda la corrida orientada. En el caso que se use un goniómetro para medir orientaciones, esta línea de referencia se marcará sólo en el primer testigo de la perforación orientada.

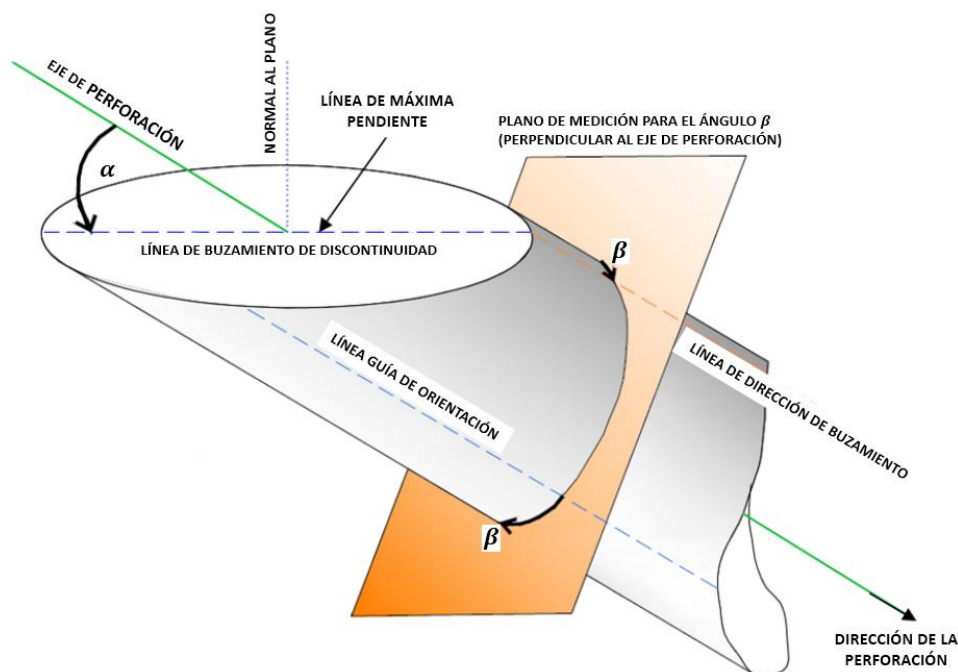
En la Figura 69, se muestra la forma correcta para la obtención de los ángulos alfa y beta representados en el testigo de perforación. Para este procedimiento se utilizó el equipo orientador ACT-II, el cual tiene alta precisión y resistencia a la presencia de agua. Este equipo es un dispositivo de orientación electrónica, diseñado para garantizar orientaciones de testigos altamente precisas y consistentes en suelos fragmentados. La unidad es de fácil manejo y su resistente diseño garantiza un funcionamiento duradero y sin incidencias.

Cada minuto, durante el proceso de perforación, los acelerómetros perciben el “lado bajo” del tubo testiguero y registran la posición en su memoria. Una vez completado el proceso, se saca la herramienta a la superficie y la persona que ha perforado introduce la hora a la que se rompió el testigo. La herramienta utiliza la información del acelerómetro almacenada en la memoria y guía al usuario a la hora de posicionar la herramienta para que la posición “lado bajo” se reproduzca en la superficie. Lo que significa que la herramienta funciona como una especie de plomada eléctrica.

La corrección de los ángulos alfa y beta de campo mediante la medición de varios ángulos críticos en las cajas de testigos se realizó mediante el uso del programa de cómputo “Dips V.7.0”, calculando la verdadera orientación geológica de las discontinuidades con respecto al norte magnético.

Figura 69

Convención para medida de ángulos α y β en testigos de perforación.



3.5 Ensayos de laboratorio y propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales de la roca intacta y de las discontinuidades existentes en el macizo rocoso, fueron definidas con base en las investigaciones geotécnicas de campo, los ensayos de campo y ensayos de laboratorio (ver resumen de resultados en Anexo 2). A continuación, se presentan los resúmenes de los ensayos realizados.

En la Tabla 8 se resumen los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso para cada alteración hidrotermal presente y en la Tabla 9 el resumen de las propiedades para sus discontinuidades. Cabe recalcar que, debido a la variabilidad de los materiales del tajo según el tipo de alteración hidrotermal existente, se identificó y caracterizó a los materiales según los tipos de alteración. Cabe indicar que para cada material:

- El peso específico se estimó de los ensayos de propiedades físicas.
- El GSI fue estimado del mapeo geológico-geotécnico en estaciones geomecánicas, lo cual se complementó con los valores de GSI obtenidos mediante la correlación de los valores de RMR de las perforaciones ($GSI = RMR_{89} - 5$, para $RMR > 23$).
- El valor de UCS de diseño se obtuvo a partir de los ensayos de compresión simple, los ensayos triaxiales y los ensayos de carga puntual adecuadamente correlacionados. En el caso de la presente tesis, se utilizaron factores de correlación (entre carga puntual y UCS) de 18, 27 y 20 para las alteraciones argílica, fílica y potásica, respectivamente. Estos factores se obtuvieron al relacionar los $Is_{(50)}$ obtenidos de los ensayos de carga puntual, con los σ_c obtenidos de los ensayos de compresión simple. Para las demás alteraciones, en las cuales no se pudieron obtener los factores debido a la escasa información, se utilizó un factor de 24, el cual es el valor estándar que consideró el laboratorio en sus resultados, de acuerdo con la norma ASTM D-5731.
- El valor del m_i se obtuvo de los ensayos triaxiales.
- El factor de disturbancia, que viene a ser un parámetro de afectación al macizo rocoso provocado por los efectos de excavación (ya sea mecánica o por voladura), se estimó siguiendo las recomendaciones mostradas en la Figura 70.

Tabla 8

Propiedades de los materiales existentes en los taludes del tajo

Alteración hidrotermal	Peso específico total (kN/m ³)	GSI	UCS (MPa)	m _i	D
Fílica	25,0	32	25	14	Ver Figura 70
Potásica	26,0	32	35	19	
Propilítica	25,0	42	40	16	
Skarn	24,0	40	50	17	
Roca Inalterada	25,0	32	65	13	

Cabe indicar que para cada discontinuidad:

- El peso específico se estimó considerando una degradación conservadora del peso específico de la roca.
- El JRC fue obtenido usando de la Figura 26 para estimar la rugosidad.
- El JCS se estimó realizando ensayos de rebote con el martillo Schmidt en las discontinuidades, para luego usar la Figura 27.
- El ángulo de fricción residual (ϕ_r) se obtuvo de los ensayos de corte directo realizados en las discontinuidades (ver Tabla 9).

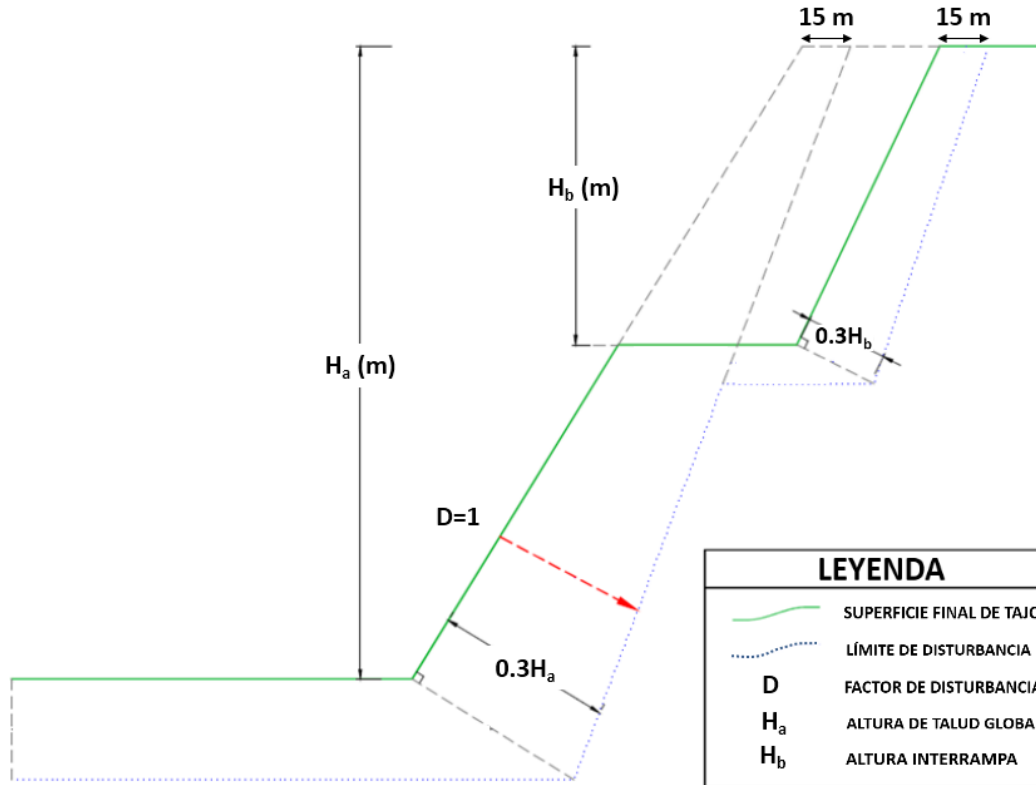
Tabla 9

Propiedades de las discontinuidades existentes en los materiales

Alteración hidrotermal	Peso específico total (kN/m ³)	JRC	JCS (MPa)	ϕ_r
Fílica	24,0	10	17	30
Potásica	25,0	11	20	32
Propilítica	24,0	11	32	32
Skarn	23,0	09	28	32
Roca Inalterada	24,0	12	45	34

Figura 70

Zonificación por el nivel de daño debido a la voladura y desconfinamiento.



Nota: Metodología propuesta por Silva y Gómez (2015).

3.6 Modelo geológico

El modelo geológico de bloques (desarrollado por mina) usa, para la distribución litológica/alteraciones, la técnica del kriging, la cual es un es un procedimiento geoestadístico que genera una superficie estimada a partir de un conjunto de puntos dispersos con valores asignados a cada uno (RMR, RQD, UCS, etc.). El método está planteado de manera que da el mejor estimador lineal no sesgado con una varianza mínima, esta técnica se ajusta con mayor confianza que otras técnicas estadísticas, a las variables aditivas. El modelamiento geológico fue realizado mediante el software MineSight el cual permite una representación en 3D de la geología del yacimiento, construido a partir de la información de alteraciones (para el caso estudio).

Este modelo se tomó como base para complementarlo con las investigaciones geotécnicas y con esto definir y dibujar las secciones de análisis que fueron usadas para los análisis de estabilidad de taludes. A continuación, se describe lo obtenido en el modelamiento geológico-geomecánico.

3.6.1 *Modelo geológico por alteración:*

Una adición importante al modelo geológico fue el desarrollo de un modelo de alteración basado en el mapeo del tajo en operación tanto en superficie como mediante el registro de núcleos de perforación. Esto es particularmente importante para el desarrollo del modelo geomecánico porque el modelo litológico distinguía únicamente los parámetros de diseño del macizo rocoso para la roca intrusiva sobre la base de una evaluación relativamente subjetiva de la intensidad de falla. En la práctica, el tipo y la intensidad de la alteración es claramente un control primario de la resistencia de la roca intacta y, por lo tanto, debe incorporarse a un modelo geomecánico defendible que se utilice para desarrollar las características del macizo rocoso y los criterios de diseño de los taludes.

Los tipos de alteración identificados y mapeados fueron: argílica, fílica, potásica, propilítica, sílica, clorítica y skarn.

Los efectos de estos tipos de alteración en la resistencia de la roca pueden ser muy variables. Entonces, si bien se puede suponer razonablemente que la alteración sílica y potásica aumentarían la resistencia de la roca intacta y que la alteración argílica y fílica la reducirían, la cantidad de cambio de resistencia depende de la intensidad y la compleja interacción o gradación entre los tipos de alteración. Para fines geomecánicos, la intensidad de alteración debe correlacionarse con la resistencia de la roca intacta para de este modo permitir una caracterización confiable basada en la alteración.

En la Figura 71 (mapeo superficial de alteraciones) se observa que la alteración argílica predomina en las laderas superiores (pared alta del tajo), mientras que la alteración fílica predominantemente está presente cerca de la parte inferior del talud. Ambos tipos de

alteración reducen la resistencia intacta del pórfido monzonítico (litología predominante en el tajo) en relación con la roca fresca.

El mapeo de estructuras principales en profundidad (Figura 72) fue posible debido a que el tajo ya se encontraba en operación. Las principales estructuras y diques que están implicados en el control de la estabilidad se incorporan en el modelo geomecánico como proyecciones basadas en el mapeo de superficie para apoyar la evaluación de sus efectos potenciales sobre la estabilidad con profundidad.

Figura 71

Mapeo geológico-geotécnico superficial de alteraciones en el tajo.

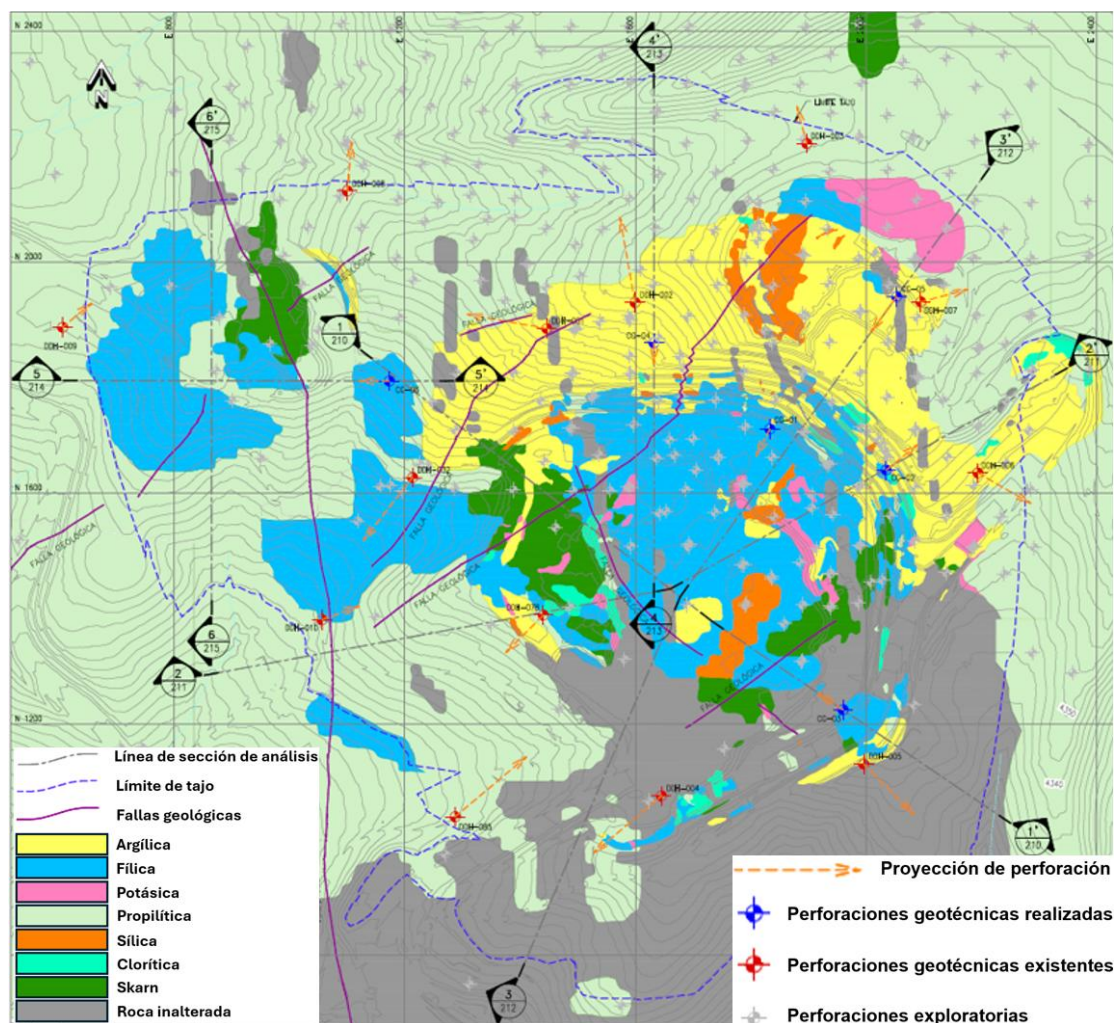
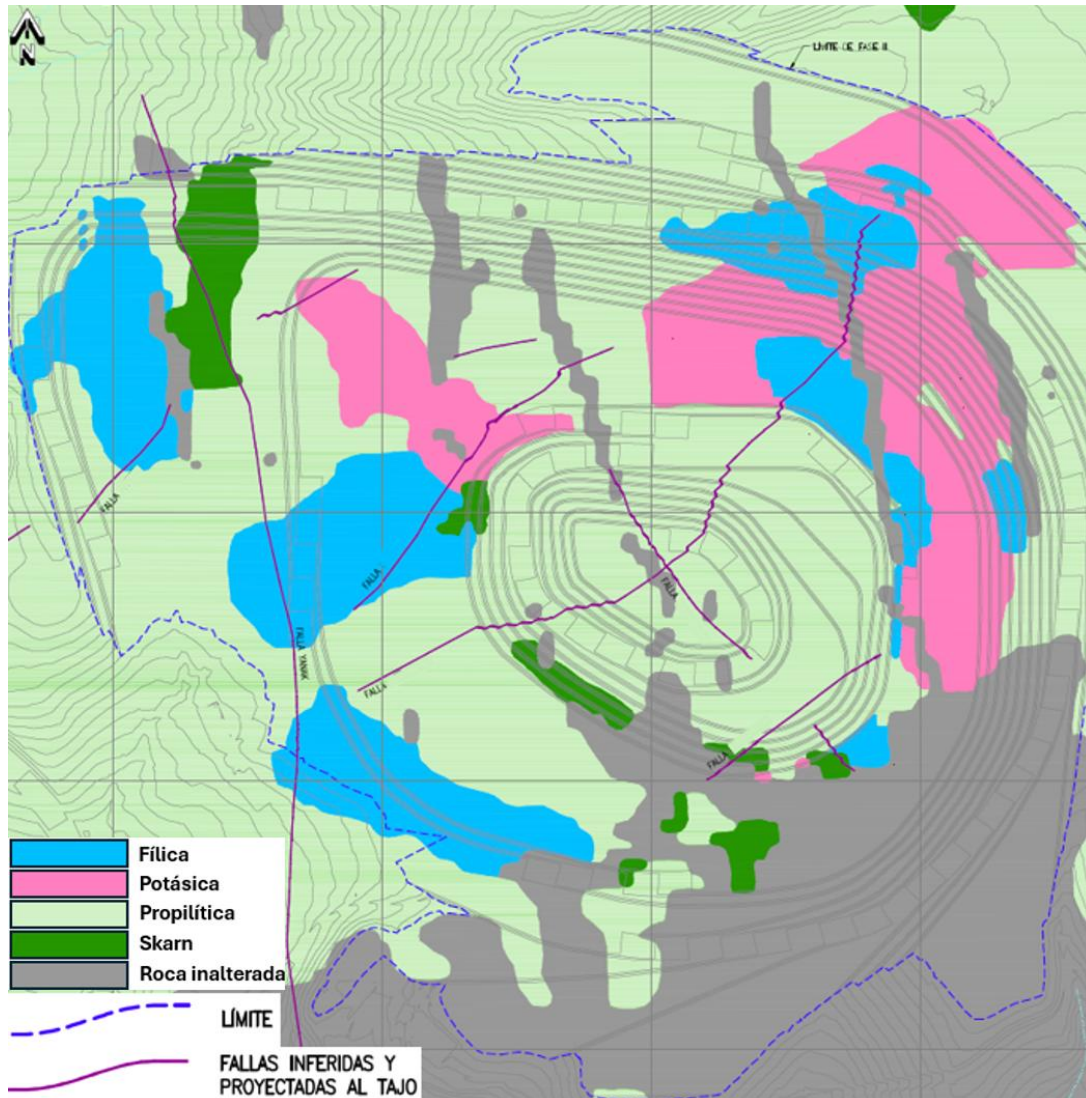


Figura 72

Vista en planta del modelo de alteraciones proyectado a la condición final



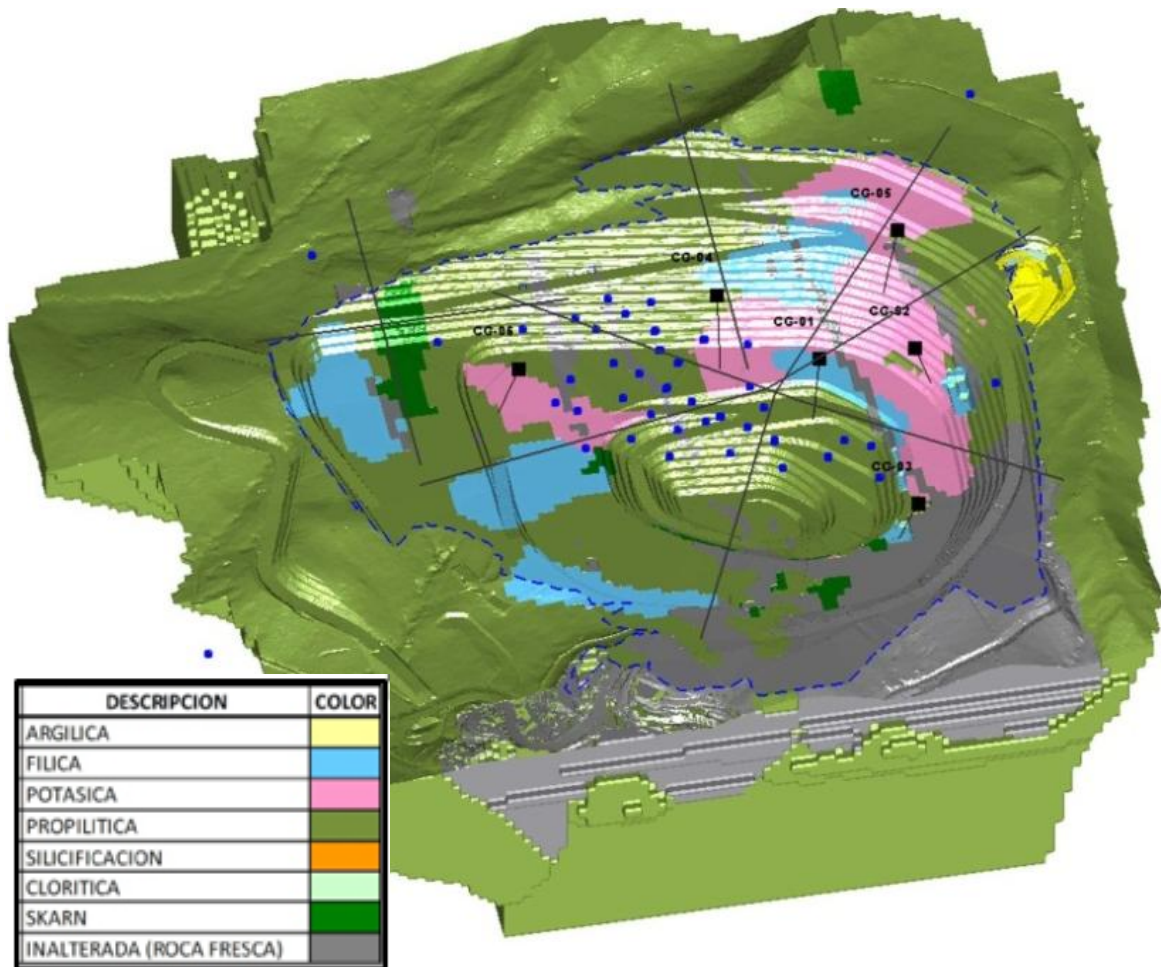
Notas: Modelo realizado producto de la interpretación de los bloques proporcionados por la compañía minera y las investigaciones geotécnicas.

El mapeo geológico en superficie incluyó el mapeo de fallas y estructuras pequeñas que tienen o podrían afectar la estabilidad de taludes. Este indicó que el RMR del pórfido monzonítico estaba predominantemente en el rango de 21-40 (masa rocosa de mala calidad) con una cantidad menor en el rango de 41-60 (masa rocosa de calidad justa).

En la Figura 73 se presenta la condición final del modelo geológico de alteraciones del tajo (el cual se basa en el modelo de bloques proporcionado y las investigaciones geotécnicas desarrolladas como complemento).

Figura 73

Modelo de alteraciones en 3D proyectado a la condición final.



En el capítulo 5, específicamente en las figuras 5.1 a 5.8, se muestra el plano en planta y ubicación de secciones de análisis mostrando la topografía inicial, configuración final de tajo y las 6 secciones de análisis. En estas secciones se asignaron las propiedades de los materiales mostradas en las tablas 8 y 9 (para macizo rocoso y discontinuidades, respectivamente) para realizar los análisis geotécnicos para diseño de bancos (fallas estructurales) y fallas por macizo rocos descritos en los capítulos 4 y 5, respectivamente.

Capítulo IV. Sensibilidad de la estabilidad gobernada por las estructuras

En este capítulo se desarrolla el objetivo de la tesis, ya teniendo desarrollado el modelo geotécnico del tajo (comentados en el capítulo 3), se realiza la evaluación típica de un estudio geotécnico para un tajo (análisis estereográfico, cinemático y equilibrio límite), para luego entender la necesidad de evaluar de cuan sensible son la geometría de los bancos y los parámetros de resistencia de las discontinuidades de las alteraciones que conforman el tajo. Esta sensibilidad se usa para definir el ancho mínimo de berma que se requiere para diseñar el tajo y será comparado con metodologías empíricas comúnmente usadas en las etapas de ingeniería (como conceptual y pre-factibilidad).

4.1 Análisis estereográfico

La proyección estereográfica es un tipo de proyección azimutal muy usada en la geología estructural para establecer la relación angular existente entre las estructuras geológicas (fallas, fracturas, diaclasas, foliación, estratificación, etc).

Para la aplicación racional de los diferentes métodos de cálculo de estabilidad de los taludes del tajo, es necesario que la masa rocosa bajo estudio (paredes del tajo) esté dividida en dominios geomecánicos, debido a que los criterios de diseño y el análisis de los resultados serán válidos solo dentro de masas rocosas que presenten estructuras geológicas, propiedades físicas y mecánicas similares.

Considerando los tipos de alteración, rasgos estructurales, grado de intemperismo y calidad del macizo rocoso en el tajo en estudio, se definieron 4 dominios geomecánicos. Por lo que los taludes rocosos dentro de cada dominio presentarán características similares. Es necesario indicar que las zonas de similar calidad del macizo rocoso están asociadas al tipo de alteración de las rocas, y que la principal diferencia entre los cuatro dominios geomecánicos (en cada dominio se presentan varias alteraciones) definidos se

debe a rasgos estructurales. En la Figura 66 se mostraron los límites de los cuatro dominios geomecánicos definidos.

La evaluación estructural para la definición de estereogramas juntó la información de fallas geológicas (identificadas e inferidas) de estructuras a escala de mina, y la información estructural recopilada de las investigaciones geotécnicas (perforaciones orientadas y mapeo geológico-geotécnico en superficie). Del análisis estereográfico se observó que hay una correlación entre las fallas de mayor escala (escala de mina) y las fallas de menor escala (de centímetros a decenas de metro). En el tajo existen (a escala de mina) cuatro sistemas principales de fallas, las cuales tienen orientaciones NNW, NE-SW, E-W y NW-SE con buzamientos mayores a 60° . Estos mismos sistemas se han encontrado en los estereogramas de las alteraciones que por motivos de análisis se zonificaron en cuatro zonas estructurales (dominios geomecánicos). El criterio para realizar esta zonificación y definir los dominios geomecánicos, fue identificar y agrupar sectores del tajo que presenten similitud de los sistemas estructurales, siendo esta la principal diferencia entre cada dominio, ya que las características del macizo según alteraciones (propiedades físicas y mecánicas) son similares en el área del tajo.

En la Tabla 10 se observan las familias principales y secundarias de discontinuidades sectorizadas en dominios geomecánicos-estructurales definidos, asimismo en el Anexo 3 se presentan los estereogramas de las familias.

Tabla 10

Resumen de familias de discontinuidades por dominio geomecánico

Dominio geomecánico-estructural	Familias de discontinuidades (buzamiento/dirección de buzamiento)
Dominio geomecánico I	$77^\circ \pm 8^\circ / 074^\circ \pm 8^\circ$ (F1) $48^\circ \pm 9^\circ / 236^\circ \pm 13^\circ$ (F2) $47^\circ \pm 6^\circ / 172^\circ \pm 8^\circ$ (f1) $34^\circ \pm 7^\circ / 197^\circ \pm 13^\circ$ (f2) $85^\circ \pm 5^\circ / 188^\circ \pm 5^\circ$ (f3) $50^\circ \pm 6^\circ / 332^\circ \pm 8^\circ$ (f4)

Dominio geomecánico- estructural	Familias de discontinuidades (buzamiento/dirección de buzamiento)
	79°±7°/046°± 7° (f5) 85°±5°/253°± 6° (f6)
Dominio geomecánico II	67°±12°/343°± 12° (F1) 62°±12°/313°± 12° (f1) 78°±8°/016°± 8° (f2) 66°±9°/118°± 9° (f3) 82°±7°/202°± 7° (f4)
Dominio geomecánico III	53°±11°/140°± 14° (F1) 60°±8°/176°± 10° (f1) 87°±6°/281°± 7° (f2) 45°±8°/336°± 12° (f3)
Dominio geomecánico IV	19°±9°/049°± 20° (F1) 82°±10°/176°± 10° (F2) 78°±12°/208°± 10° (f1) 82°±10°/246°± 10° (f2)

Notas: F1 es la familia principal de discontinuidades y f1 es la familia secundaria de discontinuidades.

Los dominios geomecánicos definidos para los taludes finales del tajo tienen las siguientes características:

4.1.1 Dominio geomecánico I

Se ubica en la parte sureste del tajo, y predomina la presencia de la alteración fílica, potásica, propilítica y principalmente roca hidrotermalmente inalterada.

Según la información obtenida de las investigaciones geotécnicas de campo, la roca está afectada por alrededor de ocho sistemas de discontinuidades, entre principales y secundarias, cuyas orientaciones se pueden ver en la Tabla 10. Las propiedades geomecánicas valoradas para el macizo rocoso en este dominio son: resistencia débil a alta (R2 a R4), calidad regular (50 % < RQD < 75 %), ligeramente alterada a alterada. Las discontinuidades se presentan ligeramente rugosas. La calidad del macizo rocoso varía de mala a regular, con una valoración $RMR_{básico}$ de 35 a 45.

4.1.2 Dominio geomecánico II

Se ubica en la parte noreste del tajo, y predomina la presencia de la alteración fílica, potásica y propilítica, en condiciones de grado de alteración media a alta.

Según la información obtenida de las investigaciones geotécnicas de campo, la roca está afectada por alrededor de cinco sistemas de discontinuidades, entre principales y secundarias, cuyas orientaciones se pueden ver en la Tabla 10. Las propiedades geomecánicas valoradas para el macizo rocoso en este dominio son: resistencia débil (R2.0 a R2.5), calidad muy pobre a pobre ($RQD < 50 \%$), alterada a muy alterada. Las discontinuidades se presentan ligeramente rugosas y rellenas de óxidos. La calidad del macizo rocoso es mala, con una valoración $RMR_{básico}$ de 25 a 35.

4.1.3 Dominio geomecánico III

Se ubica en la parte noroeste del tajo, y predomina la presencia de la alteración fílica y propilítica, en condiciones de grado de alteración media a alta. En esta zona se puede considerar que los taludes presentan problemas de estabilidad debido a la presencia de la alteración argílica superficial.

Según la información obtenida de las investigaciones geotécnicas de campo, la roca está afectada por alrededor de cuatro sistemas de discontinuidades, entre principales y secundarios, cuyas orientaciones se pueden ver en la Tabla 10. Las propiedades geomecánicas valoradas para el macizo rocoso son: resistencia débil a media (R2 a R3), calidad muy pobre a pobre ($RQD < 50 \%$), ligeramente alterada a muy alterada. Las discontinuidades se presentan ligeramente rugosas. La calidad del macizo rocoso varía de mala a regular, con una valoración $RMR_{básico}$ de 31 a 42.

4.1.4 Dominio geomecánico IV

Se ubica en la parte suroeste del tajo, y predomina la presencia de la alteración fílica, además de encontrar roca inalterada, en condiciones de grado de alteración media a muy alta. En esta zona se puede considerar que los taludes no van a presentar problemas de estabilidad.

Según la información obtenida de las investigaciones geotécnicas de campo, la roca está afectada por alrededor de cuatro sistemas de discontinuidades, entre principales y secundarias, cuyas orientaciones se pueden ver en la Tabla 10.

Las propiedades geomecánicas valoradas para el macizo rocoso son: resistencia débil a alta (R2 a R4), calidad regular a buena ($50 \% < RQD < 90\%$), ligeramente alterada a alterada. Las discontinuidades se presentan ligeramente rugosas a rugosas y rellenas de arcilla. La calidad del macizo rocoso varía de mala a regular, con una valoración $RMR_{básico}$ de 31 a 46.

4.2 Análisis cinemático

Luego de realizar el análisis estereográfico en el programa de cómputo DIPS v.7.0, se consideró la metodología descrita en el acápite 2.1 para determinar si los bancos presentan algún potencial de mecanismo de falla (planar, cuña o vuelco).

La estabilidad se evaluó usando el concepto de cono de fricción y utilizando los mismos estereogramas del programa DIPS. Como ya se había mencionado, la estabilidad se lleva a cabo asumiendo (de modo conservador) que la resistencia al corte de la superficie de deslizamiento se representa únicamente por el ángulo de fricción residual (cohesión nula) (ver Figuras 3 y 4). En los Anexos 4 y 5, se presentan los resultados de los análisis cinemáticos evaluando las fallas tipo planar y cuña, respectivamente. Estos análisis se realizaron únicamente para los dominios geomecánicos I y IV. En el caso de los dominios II y III, según las características geomecánicas descritas (alto grado de fracturamiento), se espera que su estabilidad esté gobernada únicamente por la resistencia del macizo rocoso y no de sus discontinuidades.

A modo de complementar los análisis anteriormente indicados, se realizó un análisis de sensibilidad cinemática. Este análisis es una opción del programa DIPS V.7.0 en la que a partir de un estereograma se adicionan rangos de valores de variables que pueden ser el buzamiento del talud, la dirección de buzamiento del talud, el ángulo de

fricción y los límites laterales. El programa grafica la probabilidad de falla cinemática (PoF) para los modos de falla evaluados (planar y cuña).

Las gráficas obtenidas permiten observar el efecto de una variable específica mientras que otras se mantienen constantes. En las figuras 74 a 79, se muestra la variación de la probabilidad de falla planar analizada (PoF) para un rango de dirección de buzamiento que varía desde 0° a 359° y para los dominios geomecánicos I y IV, y sus alteraciones hidrotermales asociadas. Asimismo, En las figuras 80 a 85 se muestran los casos de las fallas por cuña.

Figura 74

Sensibilidad cinemática (falla planar) - Fílica (D. I).

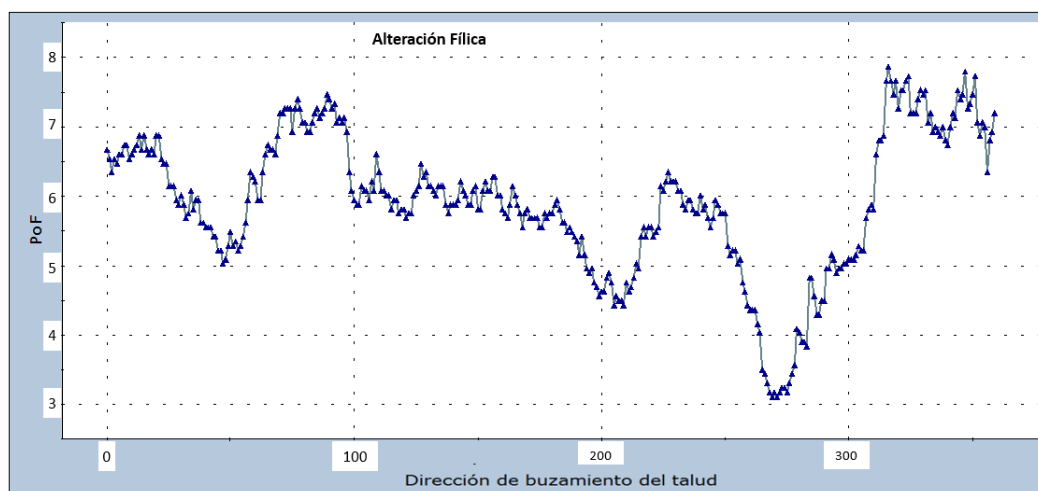


Figura 75

Sensibilidad cinemática (falla planar) - Potásica, propilítica y skarn (D. I).

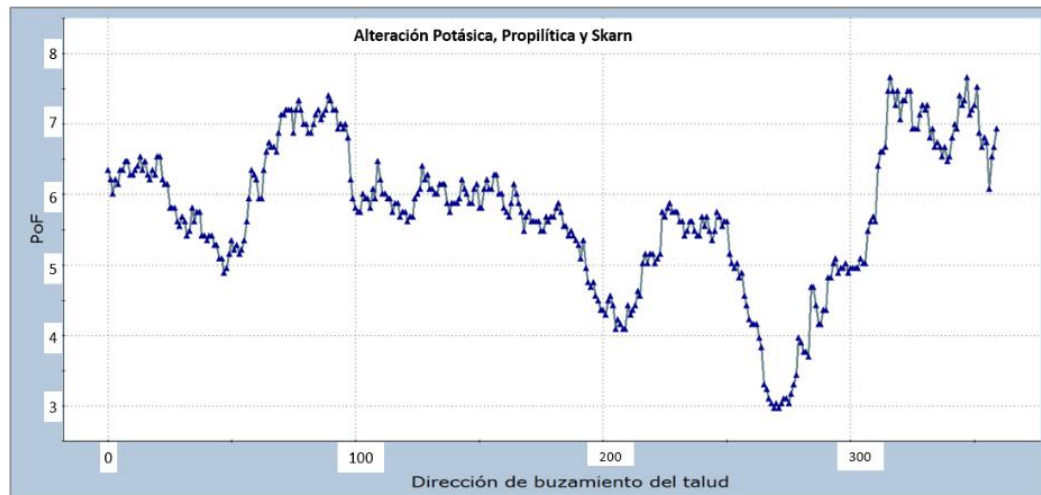


Figura 76

Sensibilidad cinemática (falla planar) - Roca inalterada (D. I).

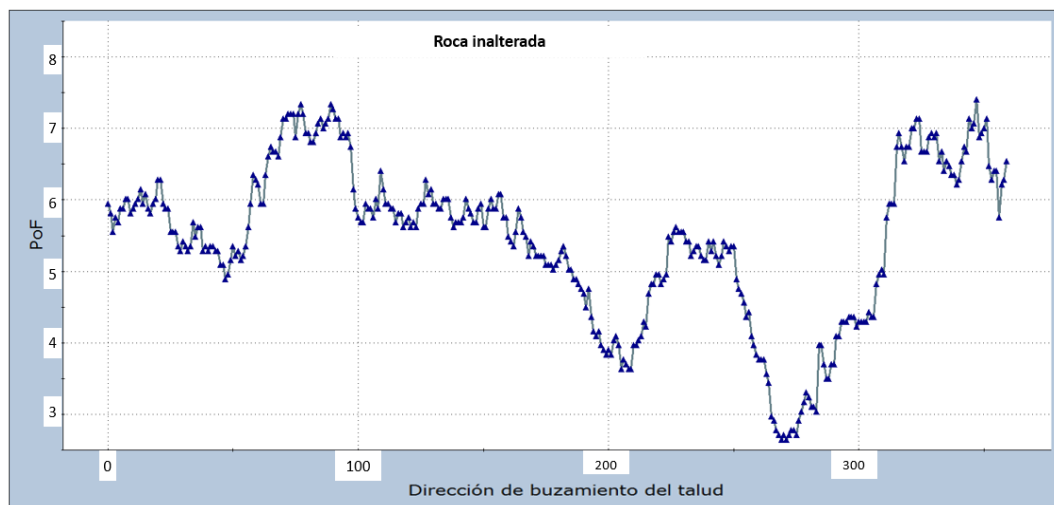


Figura 77

Sensibilidad cinemática (falla planar) - Fílica (D. IV).

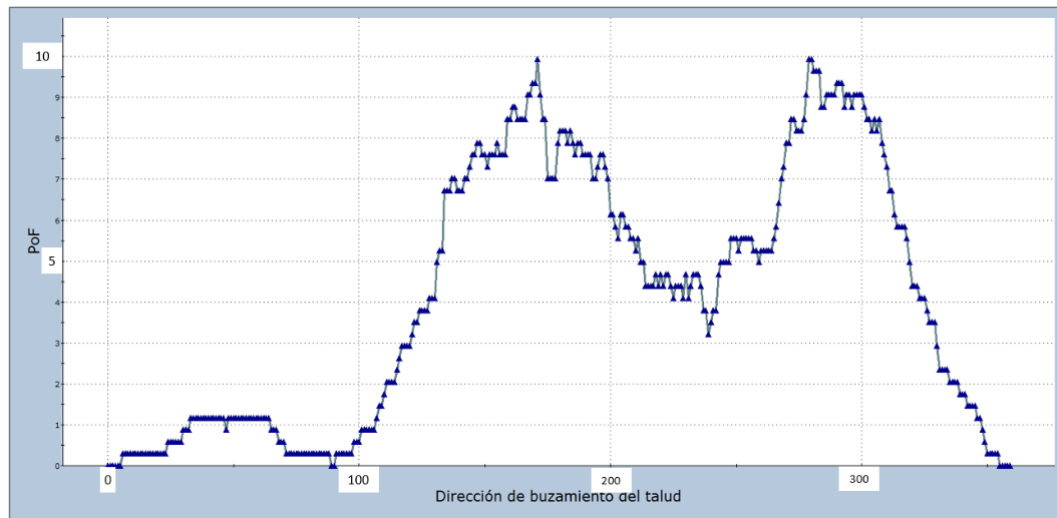


Figura 78

Sensibilidad cinemática (falla planar) - Potásica, propilítica y skarn (D. IV).

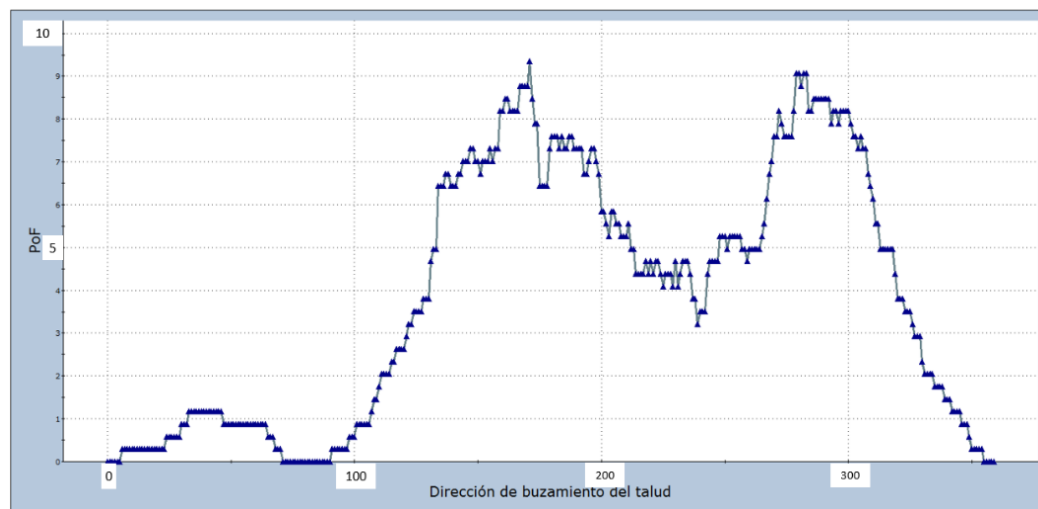


Figura 79

Sensibilidad cinemática (falla planar) - Roca inalterada (D. IV).

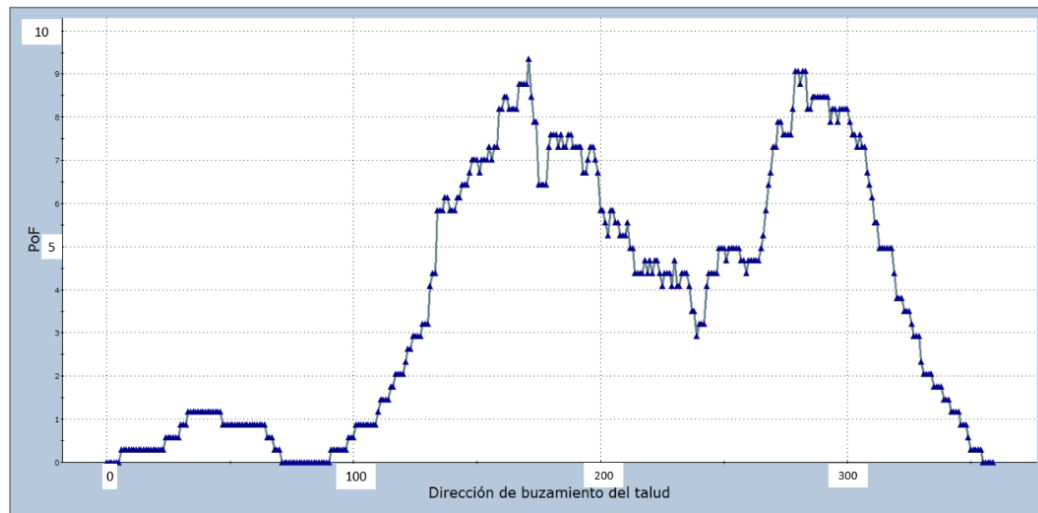


Figura 80

Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Fílica (D. I).

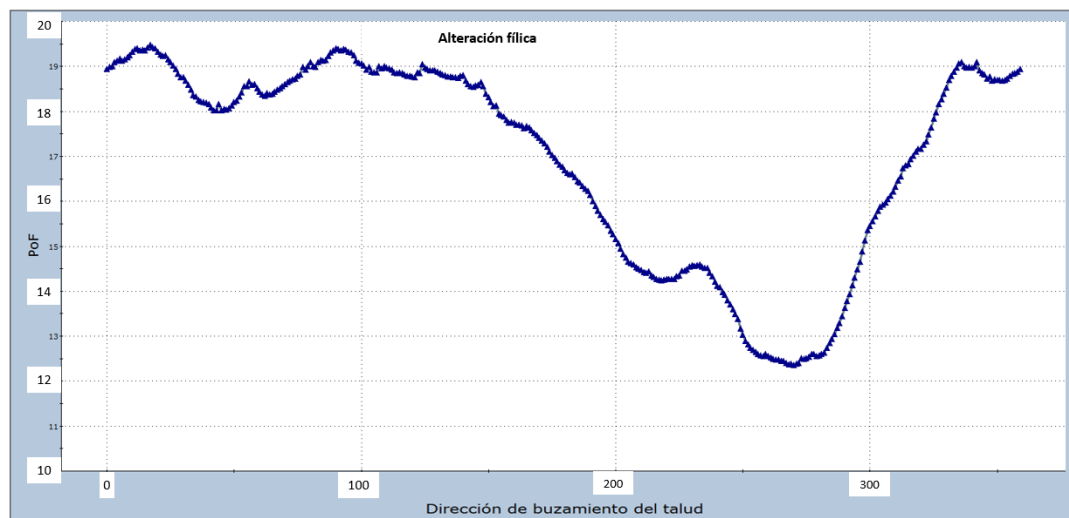


Figura 81

Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Potásica, propilítica y skarn (D. I).



Figura 82

Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Roca inalterada (D. I).

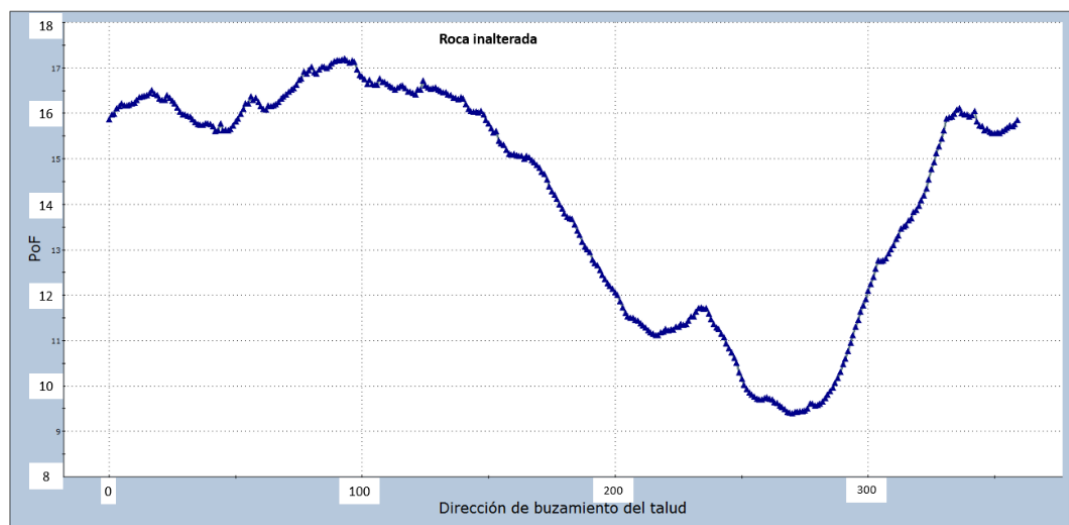


Figura 83

Sensibilidad cinemática (falla por cuña) - Fílica (D. IV).

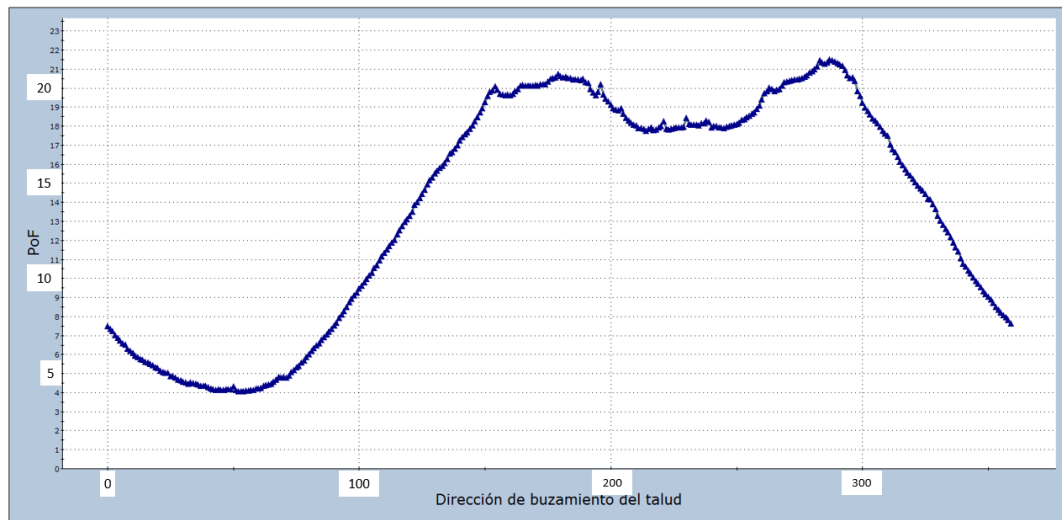


Figura 84

Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Potásica, propilítica y skarn (D. IV).

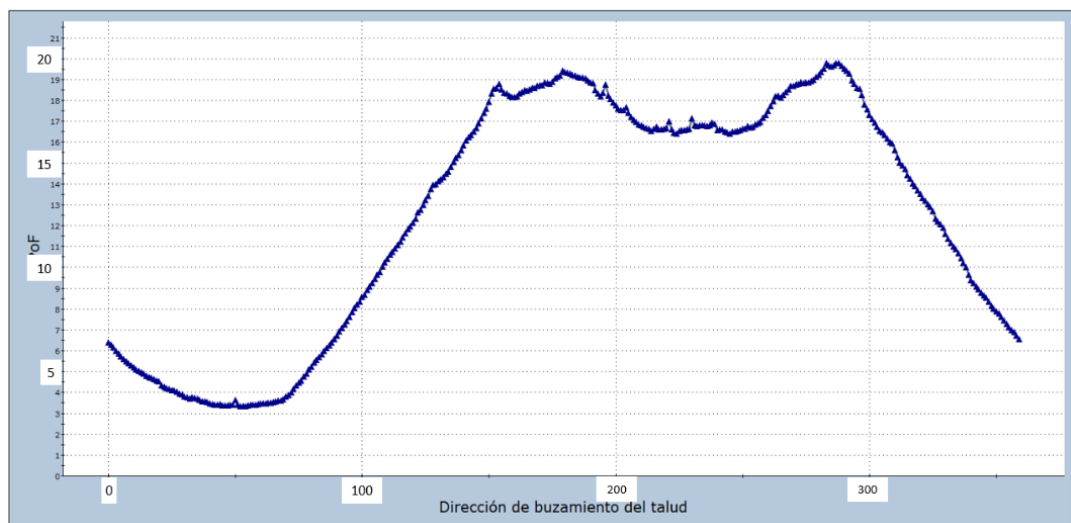
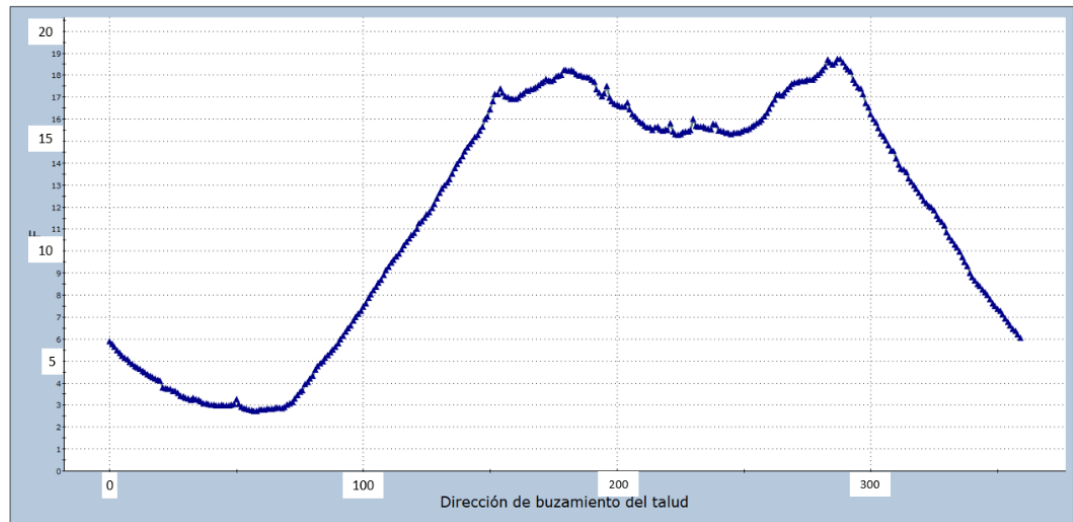


Figura 85

Sensibilidad cinemática (falla cuña) - Roca inalterada (D. IV).



De lo observado en el análisis cinemático (Anexos 4 y 5) y el análisis de sensibilidad cinemática (Figuras 74 a 85), se entiende que en general la probabilidad de falla para los mecanismos evaluados es baja con respecto a la recomendación de Read y Stacey (2009) para taludes locales ($PoF \leq 25\%$). En la Tabla 11 se muestran valores de PoF críticos máximos y mínimos obtenidos. A pesar de la baja probabilidad de falla (PoF), se evaluó la estabilidad de todos los taludes locales considerados en la configuración del tajo.

Se observa que la mayor probabilidad de ocurrencia de falla se presenta en el dominio geomecánico IV para la alteración filica y en una dirección de buzamiento de 287° . Esto se debe a que en esa dirección de buzamiento concurren la mayor cantidad de estructuras que forman cuñas al intersecarse, lo cual no ocurre en la misma magnitud en las demás direcciones de buzamientos de taludes presentes en el tajo.

Tabla 11

Resumen del análisis de sensibilidad cinemática (PoF máximas y mínimas)

Dominio geomecánico-estructural		Falla Planar		Falla por cuña	
		PoF(max) (DipDir)	PoF(min) (DipDir)	PoF(max) (DipDir)	PoF(min) (DipDir)
I	Fílica	7.87% (347°)	3.11% (269°)	19.48% (17°)	12.36% (270°)
	Potásica, propilítica y skarn	7.67% (347°)	2.97% (269°)	18.28% (93°)	10.99% (272°)
	Inalterada	7.40% (347°)	2.64% (269°)	17.21% (93°)	9.39% (270°)
IV	Fílica	9.94% (171° y 280°)	0.00% (90°)	21.51% (287°)	4.07% (52°)
	Potásica, propilítica y skarn	9.36% (171°)	0.00% (71-90°)	19.80% (280°)	3.34% (53°)
	Inalterada	9.36% (171°)	0.00% (71-90°)	18.74% (287°)	2.73% (57°)

4.3 Análisis de estabilidad falla planar y cuña

Para la evaluación de estabilidad física de taludes locales (bancos) proyectados para la condición final del tajo se realizó un análisis por el método de equilibrio límite para verificar la estabilidad de los potenciales mecanismos de fallas identificados en el análisis cinemático.

4.3.1 Metodología de análisis de estabilidad:

La resistencia al corte a lo largo del plano de falla fue representada usando el criterio de rotura de Barton-Bandis (JCS, JRC y el ángulo de fricción residual) para cada tipo de alteración encontrada (ver Tabla 9); basándose en la evaluación de campo de las estaciones geomecánicas y los resultados de los ensayos de corte directo.

La evaluación de la estabilidad de los bancos se llevó a cabo de manera determinista y usando las discontinuidades definidas en los dominios geomecánicos-

estructurales (ver capítulo 4.1), con un factor de seguridad mínimo de 1.1. Se realizó la verificación de estabilidad de todas las orientaciones de taludes existentes en la configuración del tajo, a pesar de que estas presenten una probabilidad de falla cinemática baja.

Cabe mencionar que las familias de discontinuidades secundarias influyen ocasionando pequeñas fallas a escala de nivel local (bancos).

Para el análisis de estabilidad de talud local se utilizaron los programas de cómputo detallados en el acápite 2.4.2.

4.3.1.1 Condiciones de análisis.

El análisis de equilibrio límite permite definir el grado de inestabilidad de los taludes de roca del diseño proyectado, bajo el sistema de mecanismos de fallas detectados. Se han tomado en cuenta las siguientes condiciones para el análisis:

- Las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de la revisión de información, ensayos de campo y laboratorio.
- Se consideró el diseño proporcionado por la mina, el cual presenta según el sector de diseño anchos de bancos de 8 y 9 m, altura de banco de 15 m y ángulos de bancos que varían entre 60° y 65°.

En la Tabla 12 se presenta los factores de seguridad mínimos recomendados para el caso de taludes del tajo, los cuales están basados en la recomendación de Read y Stacey (2009).

Tabla 12

Factores de seguridad mínimos requeridos.

Escala del talud	FS _{mín} (Estático)	FS _{mín} (Pseudoestático)	PoF _{máx} P(FS ≤ 1)
Local	1,1	-	25-50%
Interrampa	1,2	1,00	20%
Global	1,3	1,05	5-10%

Nota: Read J. y Stacey P. (2009).

En el caso de que el factor de seguridad pseudoestático sea menor de 1.1, se suele recomendar algún tipo de medida para mitigar la ocurrencia de dicho mecanismo de falla. Estas pueden ser: tendido de ángulo de cara del banco, desquinche de bloques sueltos o posibles fallas visibles y drenaje superficial.

En la Tabla 13 se presenta el resumen de factores de seguridad de los mecanismos de falla analizados que se generan para los bancos (taludes locales). En los Anexos 6 y 7, se presentan los resultados de los análisis de equilibrio límite evaluando las fallas tipo planar y cuña, respectivamente.

Tabla 13

Factores de seguridad de los mecanismos de falla local

Dominio Geomecánico-estructural (Alteración)	Falla planar		Dominio Geomecánico-estructural (Alteración)	Falla por cuña	
	Familia	FSE y FSP		Familias	FSE y FSP
Dominio I (Fílica) Talud: 65°/310°	f4	1.99 y 1.72	Dominio I (Fílica) Talud: 65°/276°	F2-f4	3.41 y 2.94
				F2-f3	4.48 y 3.87
				f4-f3	6.45 y 5.50
Dominio I (Inalterada y	f4	2.31 y 1.95	Dominio I (Potásica/	F2-f4	4.31 y 3.67
				F2-f3	5.42 y 4.62

Dominio Geomecánico- estructural (Alteración) propilítica) Talud: 65°/310°	Falla planar		Dominio Geomecánico- estructural (Alteración) propilítica) Talud: 65°/276°	Falla por cuña	
	Familia	FSE y FSP		Familias	FSE y FSP
				f4-f3	8.44 y 7.12
-	-	-	Dominio I (Inalterada/ propilítica) Talud: 65°/310°	F2-f4	4.13 y 3.67
				F2-f3	5.42 y 4.62
				F1-f4	2.31 y 1.99
				f4-f5	2.42 y 2.05
				f5-f6	6.15 y 5.09
				f4-f6	2.13 y 1.96
			Dominio I (Fílica) Talud: 65°/310°	F2-f4	3.44 y 2.96
				F2-f3	4.95 y 4.26
				F1-f4	2.31 y 1.99
				f4-f5	2.36 y 2.05
				f5-f6	6.15 y 5.09
				f4-f6	2.13 y 1.96

Nota:

FSE: Factor de seguridad estático, FSP: Factor de seguridad pseudoestático
F1: Familia principal de discontinuidades, f1: Familia secundaria de discontinuidades.

4.4 Comparación entre metodologías para el diseño de bancos

4.4.1 Método empírico

Para el predimensionamiento del ancho mínimo de banco se suele utilizar, en las primeras etapas de ingeniería (conceptual, prefactibilidad), la fórmula de Ritchie modificada por Call y Savely (1990) para definir el ancho de banco requerido para contener desprendimientos de rocas.

$$W = 0.2H + 4.5 \quad (4.1)$$

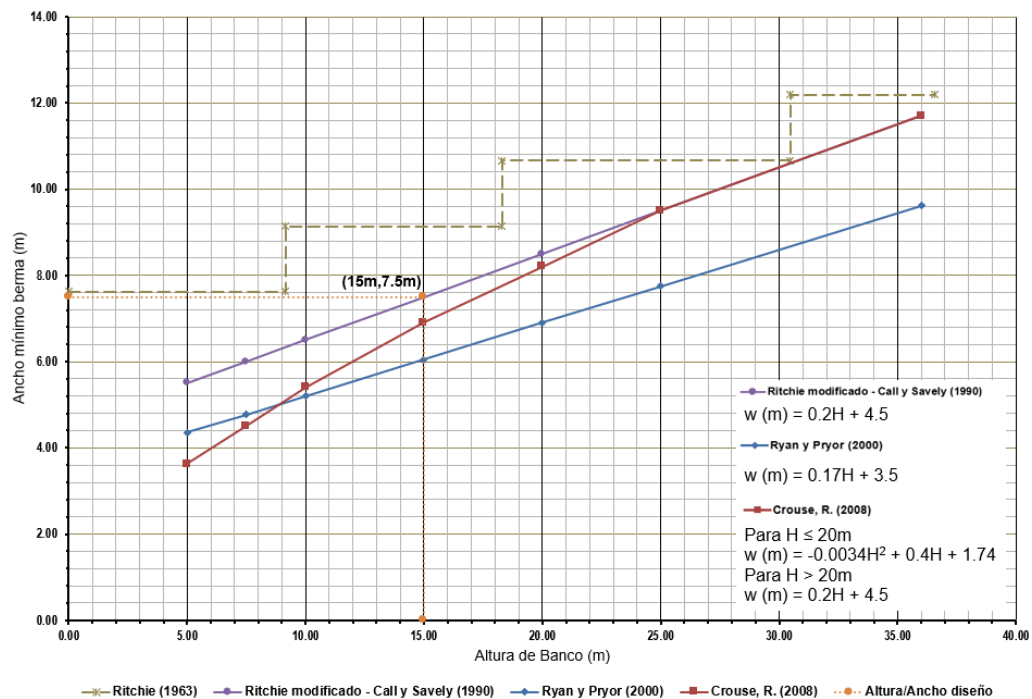
W : Ancho mínimo de banco (en metros)

H : Altura de banco (en metros)

El tajo en estudio tomado como referencia, tiene una altura de banco de 15 m con el cual se determina una banqueteta mínima de 7,5 m de ancho según el criterio de Ritchie Modificado. En la Figura 86 se muestra la variación de anchos mínimos de berma según la altura de banco para el método de Ritchie modificado (Call y Savely, 1990) y otros métodos empíricos más conocidos (Ryan y Pryor (2000) y Crouse (2008)).

Figura 86

Principales métodos empíricos para estimar el ancho mínimo de berma.



4.4.2 Análisis de sensibilidad por equilibrio límite

Se usó los programas de cómputo: RocPlane versión 4.0 (falla tipo planar) y Swedge versión 7.0 (falla tipo cuña), que usan el método de equilibrio límite para realizar un análisis de sensibilidad a escala de bancos. Este análisis se realizó en los dominios geotécnicos en los que se observa que podría ocurrir modos de falla gobernados por

discontinuidades (dominios I) debido a la calidad de la roca existente que presenta una anisotropía a escala de bancos debido a las estructuras.

Para aplicar este tipo de análisis en el diseño de bancos se requirió información de los parámetros de resistencia de las discontinuidades y el peso del posible bloque deslizante. El peso se calcula a partir de los distintos tamaños de bloques que el programa genera con los valores de: persistencia, espaciamiento, buzamiento y dirección de buzamiento de las juntas y las respectivas desviaciones de todos estos valores, todos estos tamaños de bloques estarán limitados a la altura del banco.

Las fallas a menor escala tienen una influencia directa en la selección de un ángulo y ancho de banco y, por lo tanto, deben tenerse en cuenta al diseñar un talud. Este acápite presenta un enfoque cinemático para el diseño de bancos que utiliza un modelo simplificado para el espaciamiento de discontinuidades con el fin de evaluar los anchos de banco requeridos ante la ocurrencia de fallas a escala de banco para una gama de ángulos de cara de banco.

4.4.2.1 Diseño de bancos.

Para que un banco sea funcional, su ancho efectivo debe tener la capacidad de retener el derrame producto de los desprendimientos en los bancos superiores.

Los programas RocPlane y SWedge cuentan con una metodología para el diseño de bancos que puede ser usada en los primeros niveles de ingeniería en donde muchas veces la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades es muy limitada. Seleccionando un apropiado espaciamiento de discontinuidades basado en las condiciones observadas, se puede realizar un análisis de potencial ancho de pérdida de cresta, ancho de derrame y probabilidad de falla para distintos tamaños de cuñas.

El programa muestrea aleatoriamente las orientaciones de las discontinuidades, y con esto identifica las cuñas válidas. Las cuñas inválidas son aquellas que no pueden formarse debido a una línea de intersección con inclinación mayor al ángulo de cara del

banco o que excede la geometría del talud, o cuñas que no cumplen con los valores de persistencia requeridos. Para cada cuña válida, se realiza un análisis de estabilidad para determinar el valor de factor de seguridad.

Cada cuña también se clasifica según el ancho de pérdida de cresta. Para hacerlo, el ancho de berma ingresado se divide en una cantidad de celdas (definidas con base en el espaciamiento de juntas), similar al procedimiento descrito por Miller et al. (2000). Con esto se puede analizar el número de cuñas que se producen dentro de las celdas, así como el porcentaje de cuñas que fallan.

Para cada cuña fallida, se registra el ancho de rotura (pérdida de cresta) y la longitud de derrame se calcula de acuerdo con las dos ecuaciones propuestas de Gibson et al. (2006).

Este enfoque se ha incorporado en el programa SWedge y se basa en el trabajo de Miller, S. M. (1983), Miller et al. (2000), Carvalho, J. (2012) y los programas de diseño de bancos del Instituto Nacional de Seguridad y Salud Ocupacional (NIOSH por sus siglas en inglés) desarrollados por Whyatt J. et al. (2004).

Al utilizar este enfoque, se determina un ángulo óptimo de la cara del banco evaluando el número de cuñas fallidas y el ancho de berma mínimo requerido para cada ángulo de la cara del banco y aplicando un nivel de confianza.

- El primero es el gráfico de probabilidad total de falla, que se calcula para cada ángulo de cara de banco dividiendo el número total de cuñas válidas con un factor de seguridad menor que 1,1 (fallido según recomendación de Martin y Stacey, 2017) entre el número total de cuñas válidas. La probabilidad total de falla (y, por lo tanto, el número de cuñas falladas) aumentará a medida que el ángulo de cara de banco aumente. Esto es lógico ya que se esperaría mayor cantidad de cuñas fallidas al aumentar el ángulo de cara de banco.
- Otro parámetro importante de diseño es el ancho mínimo de berma, el cual se define como la suma del ancho de pérdida de cresta y la longitud de derrame (calculado con base en las ecuaciones de Gibson et al. (2006)) para cuñas fallidas. Si el ancho de berma usado es menor que el de diseño, el material

puede derramar sobre el banco y caer al banco inferior. Dado que tanto el ancho de pérdida de cresta como la longitud de derrame tendrán una distribución de valores, se define un ancho de berma mínimo para cada ángulo de cara de banco de acuerdo con el umbral de diseño de 80 % usado para retención (recomendado por Gibson et al. (2006) y establecido para este análisis).

Para obtener el óptimo ángulo de cara de banco, Rocscience ha desarrollado una metodología de diseño de banco que utiliza el análisis cinemático probabilístico para evaluar la estabilidad de cuñas a escala de banco en un rango de valores BFA. Al hacer una suposición con respecto al espaciamiento de las discontinuidades y, por lo tanto, a la distribución de cuñas a lo largo de la cara de los bancos, se puede obtener una estimación inicial del óptimo ángulo de la cara del banco.

En taludes multibanco, es aceptable usar altos ángulos de cara de banco y permitir la ocurrencia de algunas fallas locales siempre y cuando la seguridad no se vea afectada. Si bien esto dará como resultado una mayor cantidad de material acumulado en el banco (generando lo que se conoce como longitud de derrame), el costo de la limpieza del banco (de ser muy necesario) es significativamente menor que el costo de excavar más y generar desmonte de mina adicional al utilizar bancos de pendientes bajas.

Para esta metodología, se sugiere un nivel de confiabilidad de diseño de 75-85 % (recomendado por Carvalho, J. (2012) y Gibson et al. (2006)). Para este análisis se estableció un umbral de diseño de 80 % como criterio de retención.

Al usar la opción de discontinuidades poco espaciadas, se puede obtener un óptimo ángulo de cara de banco estimado mediante el enfoque de Carvalho, J. (2012). En este caso, el número total de cuñas falladas ($FS < 1.1$) es determinado para cada BFA. La frecuencia normalizada es determinada para cada BFA. La frecuencia normalizada de cuñas falladas es luego calculada dividiendo el número de cuñas falladas para un ángulo de cara de banco dado por el máximo número de cuñas falladas en el ángulo máximo

(asignado). El óptimo BFA es luego determinado de acuerdo con el nivel de confiabilidad de diseño.

Se puede obtener una estimación inicial del ancho mínimo de berma. Para cada BFA, una distribución del ancho de pérdida de cresta y el ancho de derrame puede ser calculada para las cuñas falladas ($FS < 1.1$). Mediante la selección de un nivel de confiabilidad apropiado, pueden calcularse anchos de berma mínimos requeridos mediante la suma del ancho de derrame y el ancho de pérdida de cresta. Usando la metodología de diseño propuesta, se consideró un rango de evaluación entre 1° a 90° para los ángulos de cara de banco (Figuras 87 y 88).

4.4.2.2 Condiciones de análisis.

- Se ha tomado en cuenta las siguientes condiciones para el análisis realizado:
- Se consideraron bancos de 15 m de altura para todo el tajo y se evaluó un rango entre 1° y 90° de ángulo de cara. La dirección de buzamiento de los taludes varía según los sectores de evaluación: Dominio I. Cabe recordar que en el dominio IV debido a la orientación de las discontinuidades en este sector no se identificaron potenciales fallas planar o cuña.
- En casos como el de los dominios II, III y IV cuya geometría de bancos no estará condicionada a fallas estructurales, los BFA se establecen como consecuencia de los análisis interrampa y global y se mantuvo la altura de banco y ancho de berma.
- La probabilidad de falla se calcula como el número de cuñas fallidas dividido por el número total de cuñas válidas.
- Con el objetivo de calcular los anchos de berma mínimos requeridos, ante condiciones máximas de pérdida de cresta y derrames, las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio y considerando un escenario extremo debido a la perforación y voladura para la excavación de bancos (ángulo de fricción residual: ver valores en la Tabla 9 y cohesión: 0 MPa).
- Se trabajó con un umbral de diseño del 80 % como criterio retención del material derramado, siguiendo la recomendación de Gibson et al. (2006).

- Para calcular los anchos mínimos de berma para cada BFA, el programa registra la pérdida de cresta y el ancho de derrame de cada cuña fallida ($FS < 1$). Para luego calcular el volumen de la cuña que se desprenderá y multiplica este volumen por un factor de esponjamiento (en este caso considerado 1,5) y se considera un ángulo de reposo de material (en este caso 38° por recomendación de Bowles (1996)) para calcular el radio del derrame de forma cónica que se generaría (basado en las ecuaciones de Gibson et al. (2006)). Con la suma de la pérdida de cresta y el ancho de derrame, se obtiene finalmente el ancho de berma mínimo recomendado. Esto es calculado para todo el rango de valores de BFA ingresados al programa.
- Para el cálculo de los anchos mínimos de berma para cada valor de BFA, el análisis considera los valores de persistencia y espaciamiento (lo que genera que las dimensiones de los posibles bloques deslizantes evaluados no sean sobreestimadas) para considerar cuñas fallidas válidas. A partir de estas cuñas fallidas, se calculan los anchos mínimos del banco. Cabe indicar que una cuña inválida es una cuña en la que la orientación de los planos de juntas y el plano de la cara de banco no forman una cuña cinemáticamente admisible (es decir, una cuña que se pueda desprender del talud). Un factor de seguridad no es aplicable para estas cuñas inválidas.
- En la Tabla 14 se presenta el resumen de las características de las discontinuidades consideradas en el análisis, las cuales se basan en los registros estructurales disponibles.

Tabla 14

Características de las discontinuidades

Discontinuidades que generan mecanismos de falla		Dirección de buzamiento (°) / Buzamiento (°)	Persistencia (m)			Espaciamiento (m)		
			Prom.	Mín.	Máx.	Prom	Mín.	Máx.
Dominio I	f3	85 / 188	6.5	3	10	1.3	0.6	2
	f4	50 / 332	6.5	3	10	1.3	0.6	2
	F2	48 / 236	6.5	3	10	1.3	0.6	2

4.4.2.3 Resultados obtenidos.

Los resultados de este análisis se presentan en las Tablas 15 y 16. Los resultados de las evaluaciones por el enfoque de diseño de bancos (mínimo ancho de berma requerido) se muestra en las Figuras 87 y 88.

Tabla 15

Anchos de berma requerido para falla tipo planar

Sector	Mínimo ancho de berma requerido (m)			
	BFA: 60	BFA: 65	BFA: 70	BFA: 75
Dominio I (Filica / propilítica / inalterada) Talud: 65°/310° - f4	4.72	6.24	7.65	8.95

Tabla 16

Anchos de berma requerido para falla tipo cuña

Sector	Mecanismo de falla tipo cuña			
	Mínimo ancho de berma requerido (m)			
	BFA: 60°	BFA: 65°	BFA: 70°	BFA: 75°
Dominio I (Filica) Talud: 65°/276° - F2 y f4	4.97	5.73	6.4	6.97
Dominio I (Filica) Talud: 65°/276° - F2 y f3	3.47	4.29	4.98	5.57
Dominio I (Filica) Talud: 65°/276° - f4 y f3	3.58	4.43	5.22	6.0
Dominio I (Potásica/ propilítica) Talud: 65°/276° - F2 y f4	4.85	5.46	6.16	6.75
Dominio I (Potásica/ propilítica) Talud: 65°/276° - F2 y f3	3.21	4.07	4.79	5.41
Dominio I (Potásica/ propilítica) Talud: 65°/276° - f4 y f3	2.91	3.73	4.49	5.20
Dominio I (Propilítica) Talud: 65°/310° - F2 y f4	4.25	4.82	5.16	5.37
Dominio I (Propilítica) Talud: 65°/310° - F2 y f3	1.79	2.50	3.26	4.04
Dominio I (Propilítica) Talud: 65°/310° - F1 y f4	1.42	2.05	2.73	3.30
Dominio I (Propilítica) Talud: 65°/310° - f4 y f5	2.58	3.34	3.95	4.42

Sector	Mecanismo de falla tipo cuña			
	Mínimo ancho de berma requerido (m)			
	BFA: 60°	BFA: 65°	BFA: 70°	BFA: 75°
Dominio I (Propilítica) Talud: 65°/310° - f5 y f6	0.28	0.71	1.14	1.71
Dominio I (Propilítica) Talud: 65°/310° - f4 y f6	2.27	3.09	3.75	4.28
Dominio I (Filica) Talud: 65°/310° - F2 y f4	4.32	4.88	5.21	5.40
Dominio I (Filica) Talud: 65°/310° - F2 y f3	2.05	2.74	3.49	4.22
Dominio I (Filica) Talud: 65°/310° - F1 y f4	1.42	2.05	2.73	3.30
Dominio I (Filica) Talud: 65°/310° - f4 y f5	2.58	3.34	3.95	4.42
Dominio I (Filica) Talud: 65°/310° - f5 y f6	0.37	0.82	1.31	1.90
Dominio I (Filica) Talud: 65°/310° - f4 y f6	2.27	3.09	3.75	4.28

Figura 87

Ancho de berma requerido - Análisis de sensibilidad para falla planar

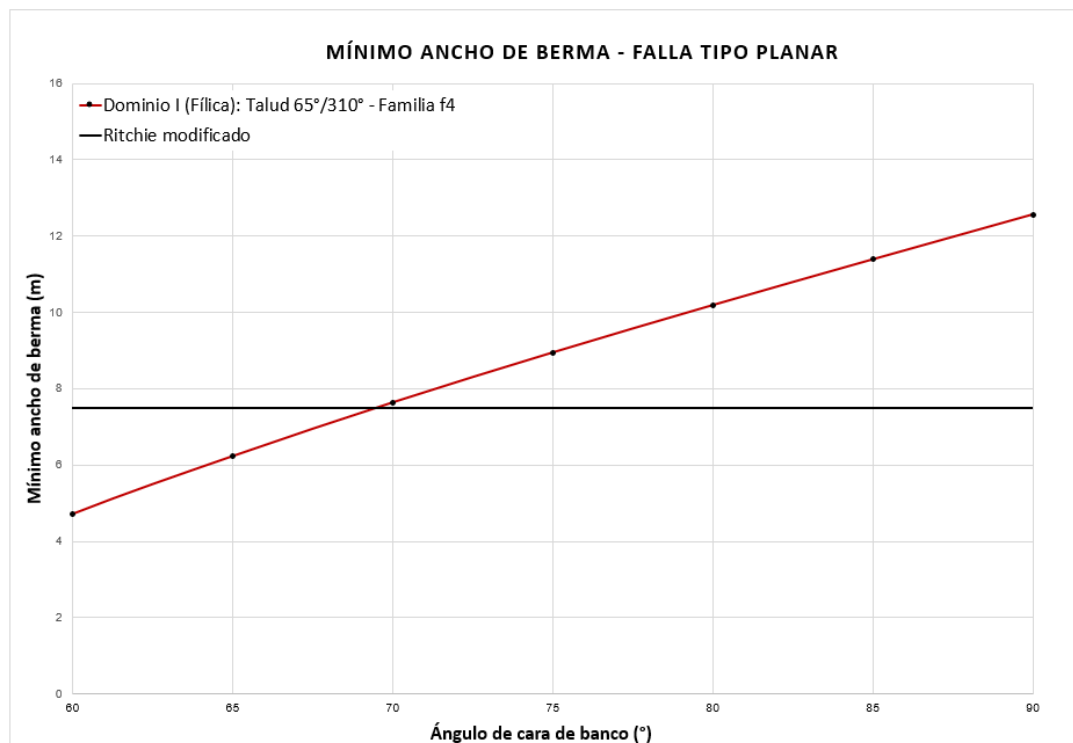
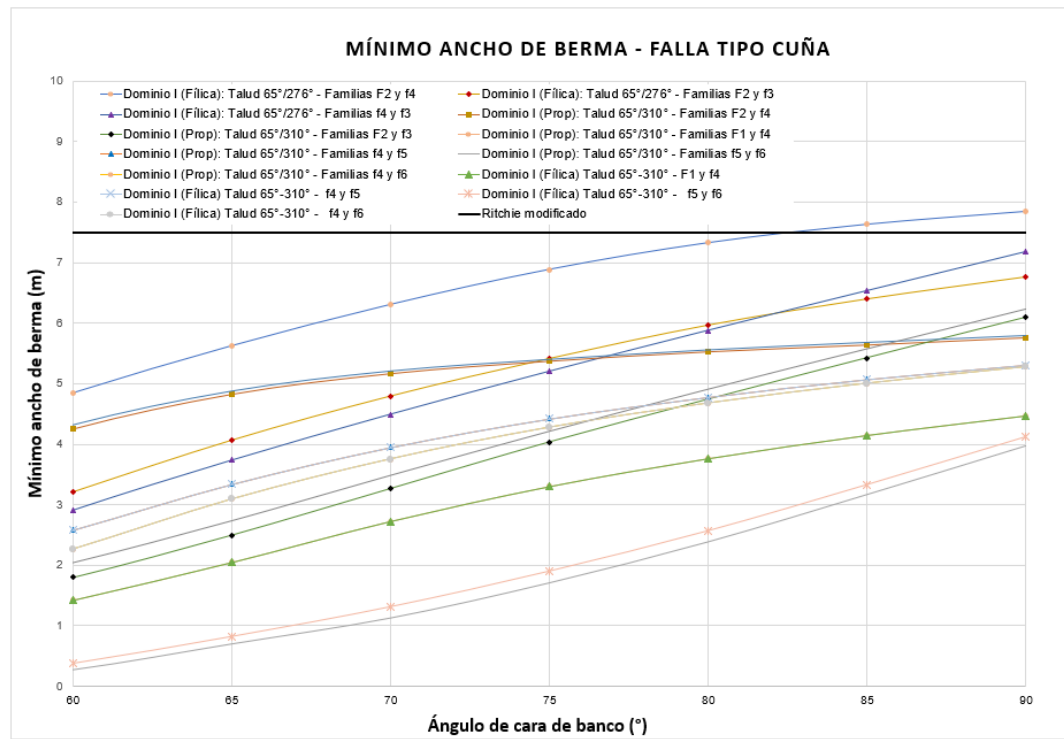


Figura 88

Ancho de berma requerido - Análisis de sensibilidad para falla tipo cuña



Con base en los mostrados en las figuras 87 y 88, en el capítulo 6.1 se analizarán los resultados obtenidos en el análisis comparativo de la metodología empírica con la metodología de Gibson (2006).

Capítulo V. Sensibilidad de estabilidad del macizo rocoso por equilibrio límite

Actualmente, los análisis de estabilidad de taludes se realizan en su mayoría empleando el método de equilibrio límite. Para esto, se seleccionan una o más secciones de manera que estas sean representativas. Esto se refiere a que la sección represente la geometría del talud, estratigrafía del terreno, el mecanismo de falla y dirección de falla o deslizamiento del talud, por lo que la sección elegida debe también representar condiciones críticas de los puntos descritos anteriormente. Diseños geométricos complejos requieren el uso de mayor cantidad de secciones para evaluar la estabilidad de las zonas que las componen, dependiendo de la complejidad geométrica y de las propiedades de resistencia de los materiales que presenta el tajo.

En resumen, las secciones se eligen bajo un criterio de representatividad y condiciones críticas. Mediante el empleo de un software comercial, estas se analizan empleando procedimientos rigurosos de equilibrio límite bidimensional como el de Spencer o Morgenstern y Price, debido a que el uso de estos resulta en factores de seguridad confiables. Los factores de seguridad deben superar los mínimos recomendados por la autoridad competente, o bajo los lineamientos de códigos internacionales. En general, el mecanismo de falla en la mayoría de los tajos mineros es asumido como rotacional dada la naturaleza homogénea de los taludes. Los programas de cómputo modernos incluyen a su vez técnicas de la búsqueda de superficies de falla compuestas mediante procesos de iteración y optimización, siendo esta práctica común cuando se cuentan con materiales heterogéneos en los taludes.

La figura 89 muestra la vista en planta de la condición original del área de estudio (antes de la explotación del tajo); y la figura 90 muestra la condición final propuesta. En las figuras 91 a 96 se muestran las secciones representativas y críticas que fueron empleadas para el análisis de estabilidad desarrollado.

Figura 89

Unidades geológicas-geotécnicas en superficie

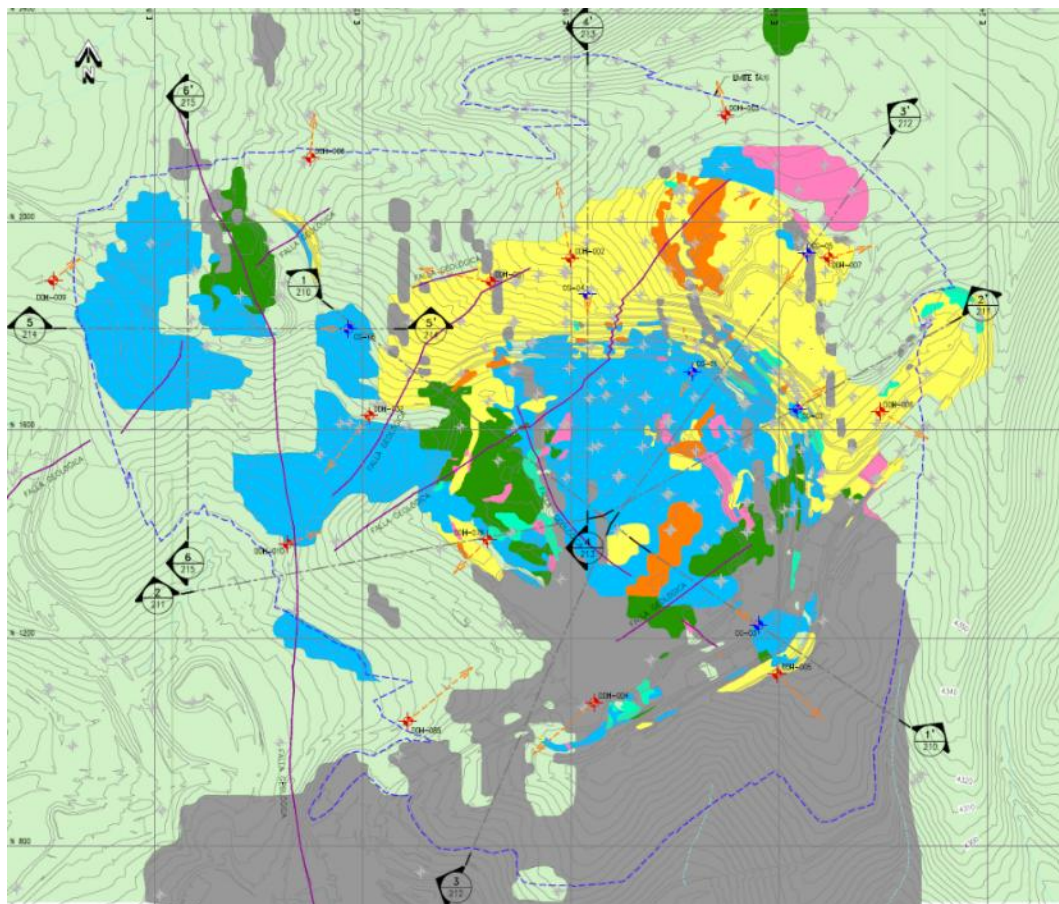


Figura 90

Unidades geológicas-geotécnicas en tajo final

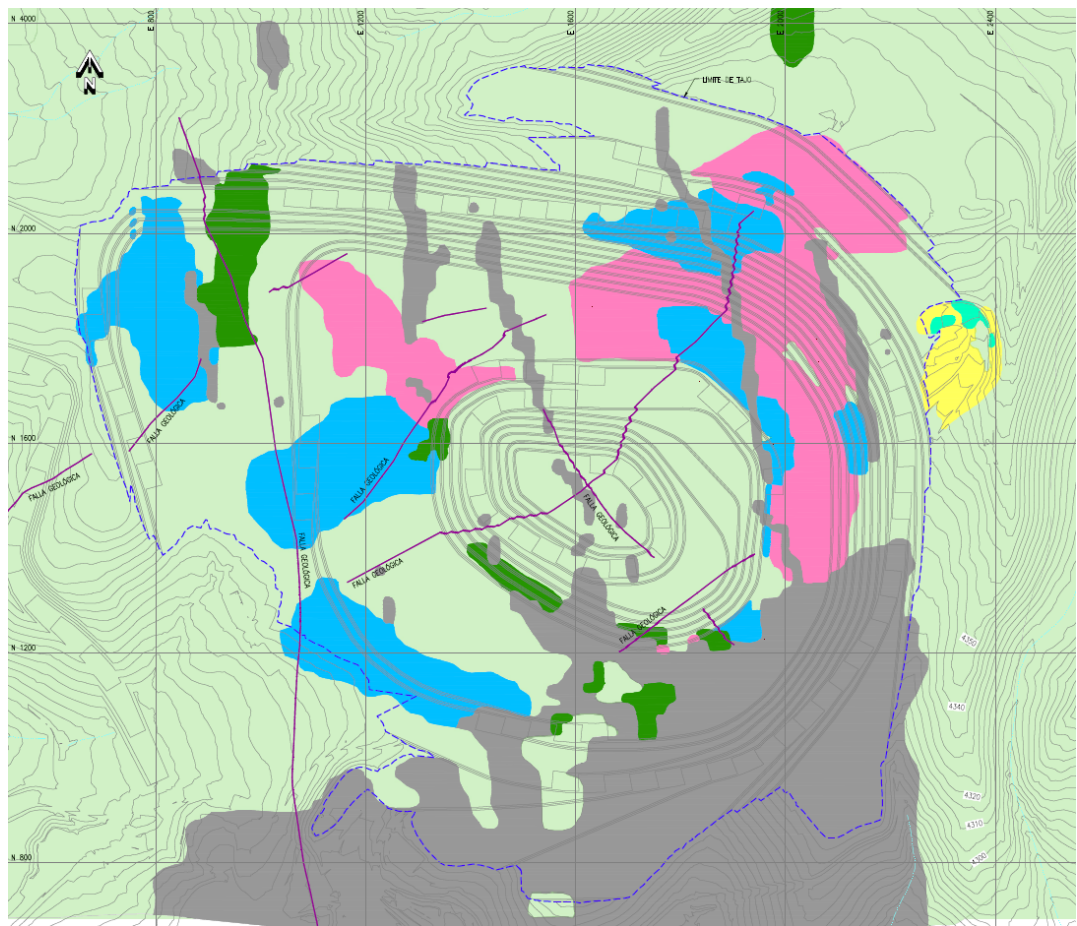


Figura 91

Sección geológica-geotécnica 1-1'

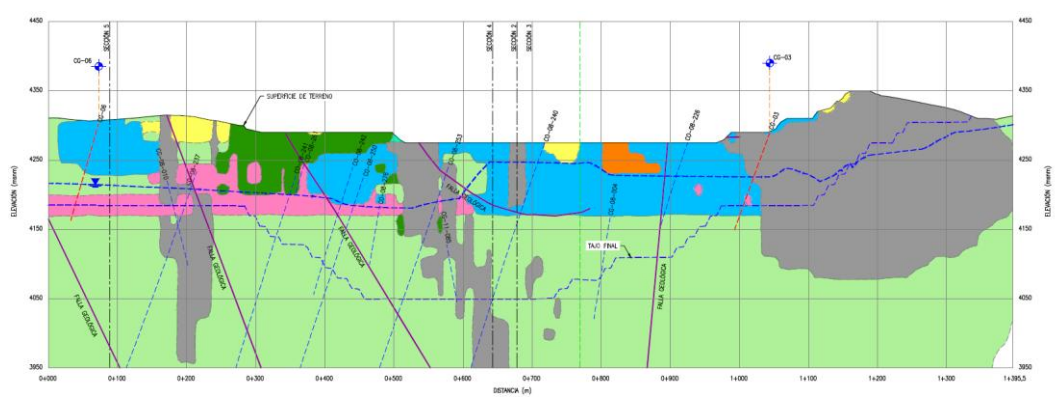
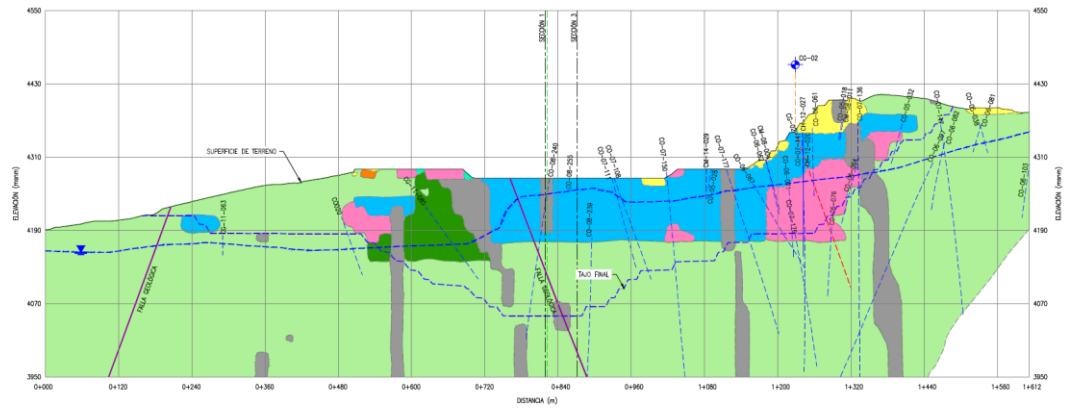


Figura 92

Sección geológica-geotécnica 2-2'

**Figura 93**

Sección geológica-geotécnica 3-3'

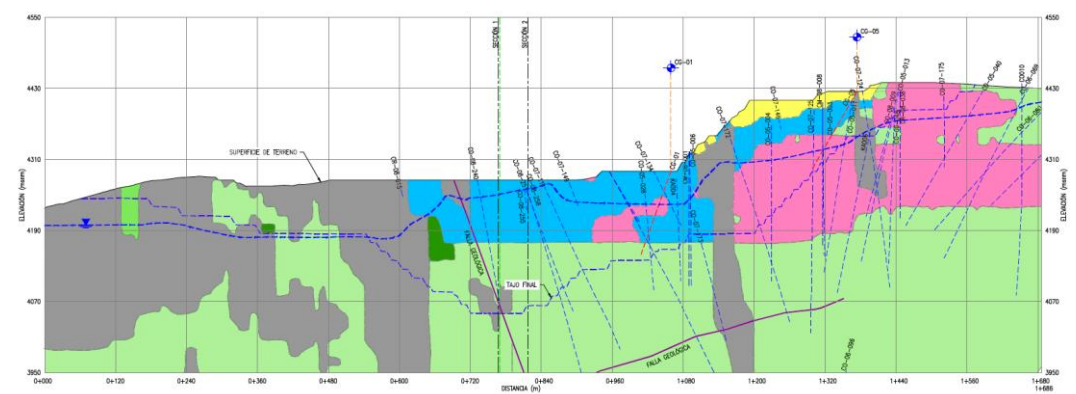


Figura 94

Sección geológica-geotécnica 4-4'

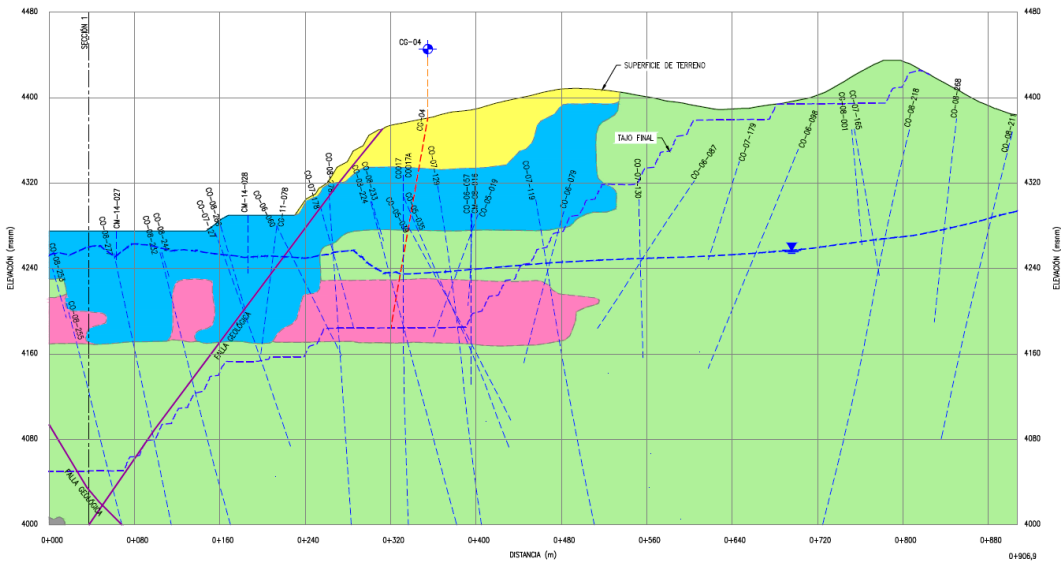


Figura 95

Sección geológica-geotécnica 5-5'

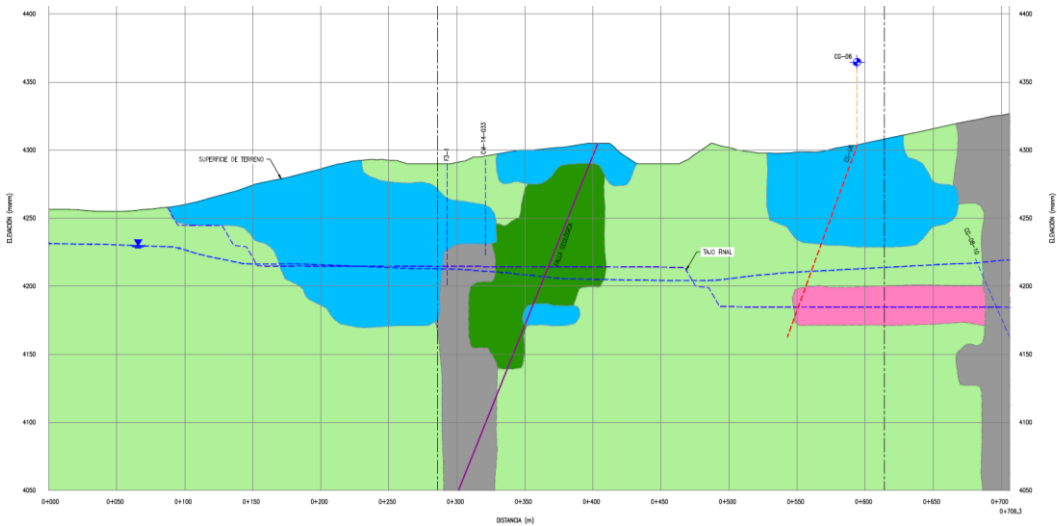
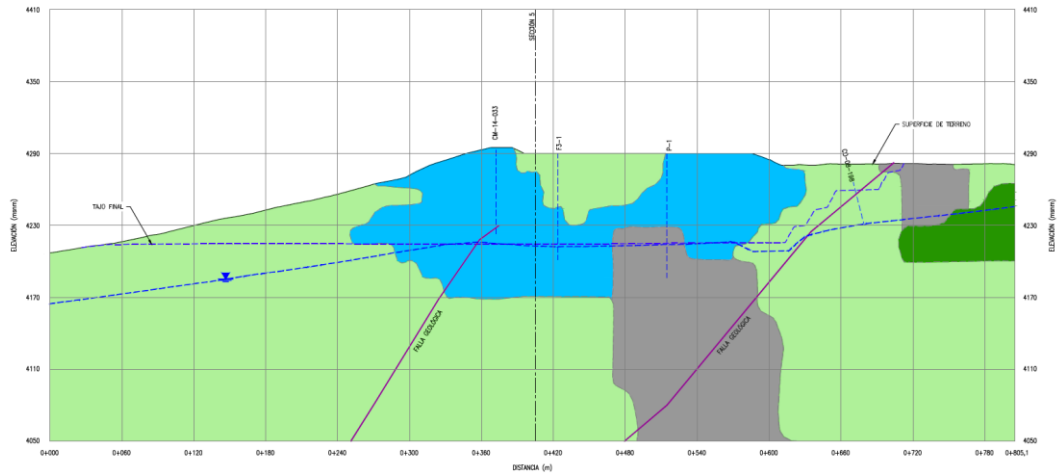


Figura 96

Sección geológica-geotécnica 6-6'



5.1 Análisis de sensibilidad de parámetros

Se decidió desarrollar un análisis de sensibilidad para los taludes interrampa (IRA), con la finalidad de conocer la condición crítica en función de la altura del talud interrampa, en ángulo interrampa (IRA) y la distancia del nivel freático hacia la cara interna del talud.

Para la inclusión en las secciones del nivel freático, se tomó en cuenta las curvas de nivel freático obtenidas en el estudio hidrogeológico proporcionado por la compañía minera.

Cada condición analizada parte del supuesto de considerar una sola alteración presente en todo el talud interrampa variando su altura de análisis de 100 a 250 m y variando también la presencia del nivel de agua a distancias de 10 a 40 m de la cara interna del talud. La evaluación de estabilidad de cada talud se presenta en el Anexo 8 y la variabilidad de estos resultados en las Figuras 97 a 100.

Figura 97

Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - alteración fílica

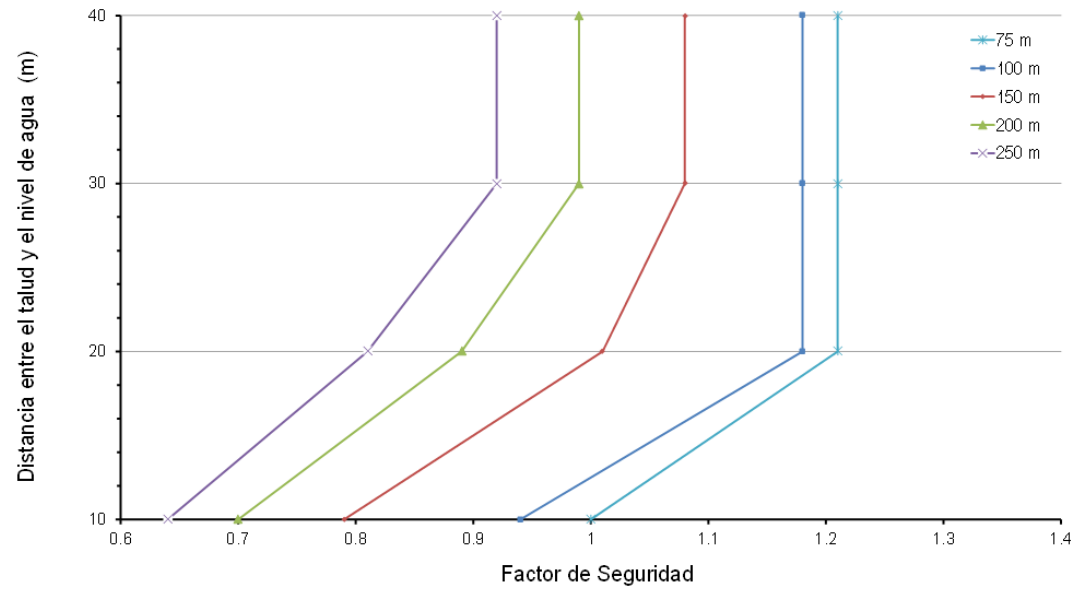


Figura 98

Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - roca sin alteración

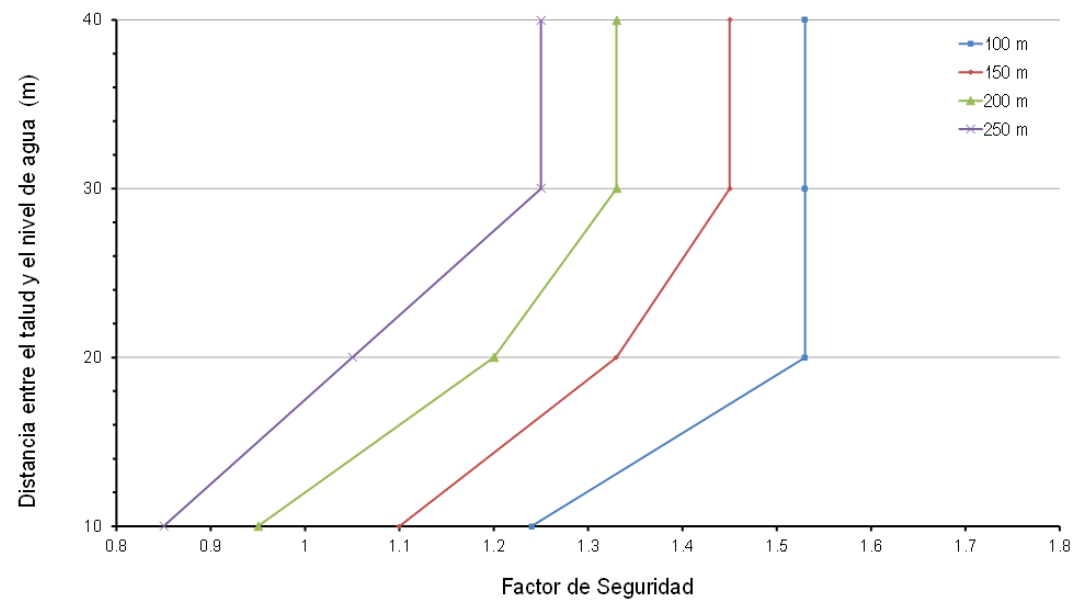


Figura 99

Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - alteración potásica

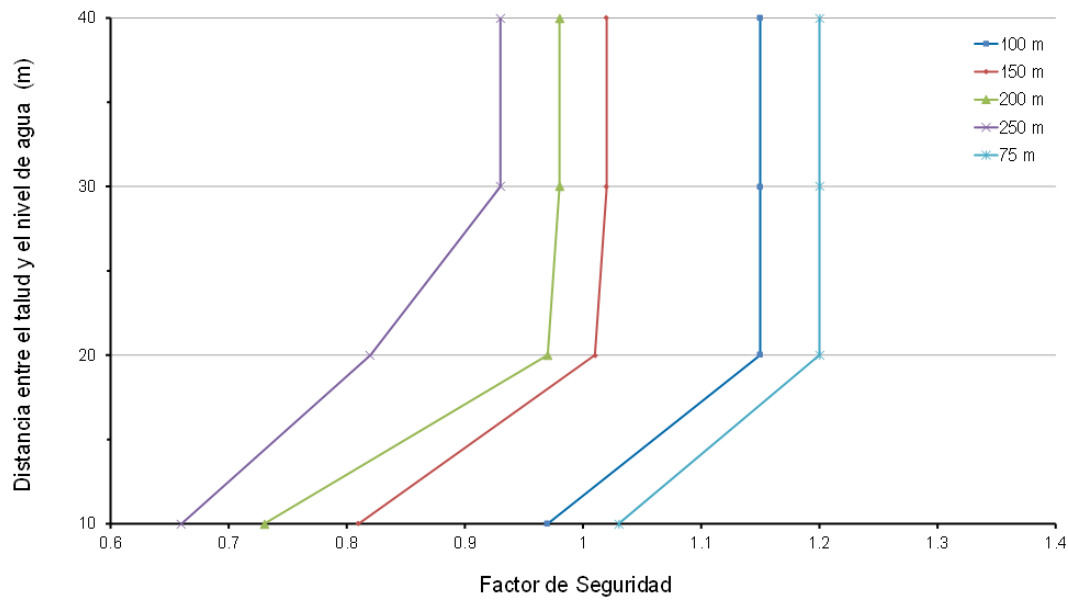
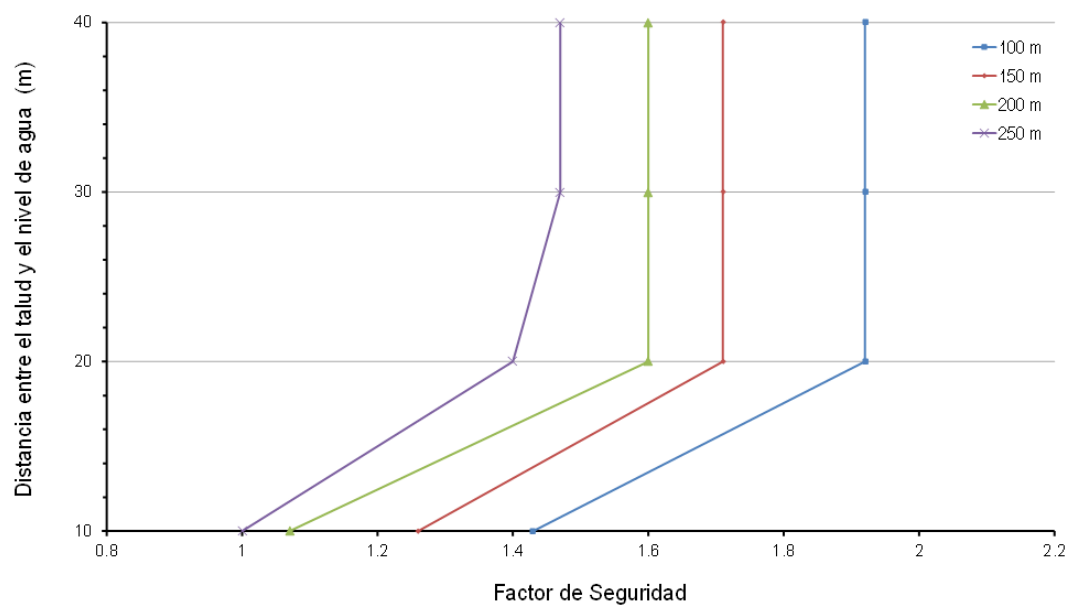


Figura 100

Sensibilidad a la ubicación del nivel de agua - alteración propilítica.



De los resultados del análisis de sensibilidad se concluyó que los materiales críticos de los taludes que conformaran el tajo son la alteración potásica y fílica. En estas alteraciones se observó que la sensibilidad al nivel freático es mayor que en las otras alteraciones, por lo que en estos casos se recomienda que en estas alteraciones se mantenga el nivel freático a una distancia mínima de 20 m alejado de la cara del talud para una altura máxima de 75m. Esto indica que, durante la operación del tajo, se deberá bombear el agua para deprimir su nivel a la distancia requerida. La empresa que realice este servicio deberá controlar los niveles de agua con el monitoreo de piezómetros.

5.2 Análisis de estabilidad por falla rotacional

El diseño óptimo del tajo es aquel que maximiza los ángulos de los taludes globales, minimiza el riesgo de inestabilidad global y permite el movimiento seguro y eficiente del personal, equipos y materiales durante las operaciones mineras.

Para el análisis se consideró un tipo de falla rotacional para el macizo rocoso, debido al comportamiento anisotrópico de los taludes evaluados (las fallas circulares son más comunes en taludes homogéneos e isotrópicos). Con esto se podrá determinar si las condiciones de diseño propuestas serán las adecuadas.

En la figura 85 se mostraron las líneas de sección usadas en el análisis y las alteraciones proyectadas en planta, respectivamente; y en las figuras 87 a 92, se mostraron las seis secciones críticas analizadas. Asimismo, en el anexo 10 (estabilidad de talud global e interrampa) se presentan todos los resultados evaluados en el programa Slide. A continuación, se presenta una descripción de las consideraciones del diseño geotécnico tomadas en cuenta para la ejecución de los análisis de estabilidad del tajo:

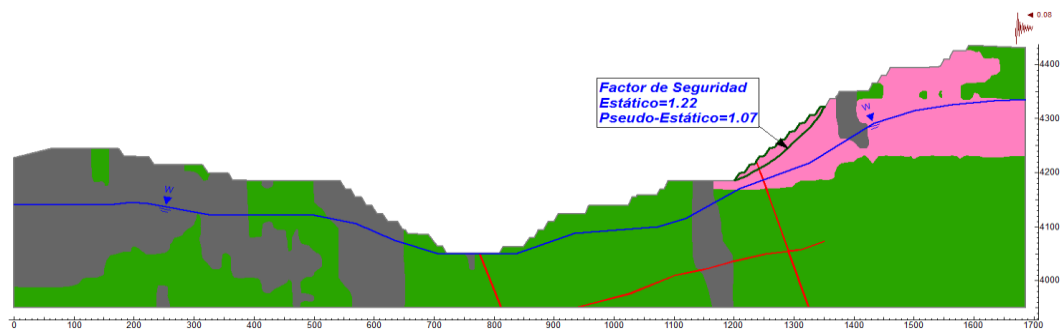
- Para definir los cortes se consideró la zonificación estructural (ver Tabla 10). Por lo cual el análisis de estabilidad de taludes locales permitió garantizar las dimensiones sugeridas para los bancos (ver tabla 18).

- Para modelar los taludes de los diferentes dominios geomecánicos se han considerado las discontinuidades que buzan en la dirección del talud mediante el uso del criterio de rotura generalizado anisotrópico. Para los dominios geomecánicos que presentan discontinuidades que buzan en dirección contraria del talud de análisis, se les ha modelado directamente con el modelo generalizado de Hoek y Brown (2018).
- Las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio, y logueo geológico-geotécnico de perforaciones. Las envolventes de resistencia al corte fueron graficadas usando el programa RSData v.1 (Rocscience Inc. (2025)).
- Se tomó en cuenta la Figura 70 para la zonificación de la condición de la disturbancia en función de la profundidad (Silva y Gomez, 2015).

La Figura 101 presenta el modelo geomecánico de la sección más crítica (sección 3-3') analizada en SLIDE para la fase final, en donde se pueden observar los materiales y las superficies de fallas rotacionales para los casos estáticos y pseudoestáticos.

Figura 101

Modelo geotécnico y superficie de falla para la sección 3-3'.



En la Tabla 17 se presentan los factores de seguridad (en condición estática y pseudoestática) calculados para los taludes a nivel interrampa y global. En el Anexo 10 se presentan los resultados y salidas gráficas del análisis de estabilidad. Dichas salidas contienen información de todas las secciones transversales, propiedades de los materiales

y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad. Cabe indicar que los factores de seguridad mínimos requeridos fueron 1.2 y 1.0 para condiciones estáticas y pseudoestáticas, respectivamente.

Tabla 17

Resultados de los análisis de estabilidad para talud global e interrampa

Sección	Talud	Lado de sección	Factor de seguridad (PoF)	
			Estático	Pseudo-estático
1-1'	Interrampa inferior	Derecho	2,24	2,02
	Interrampa superior		1,80	1,59
	Global		2,98	2,50
	Interrampa	Izquierdo	2,05	1,80
	Global		2,32	2,01
2-2'	Interrampa	Derecho	1,81	1,62
	Global		2,59	2,20
	Global	Izquierdo	2,93	2,48
3-3'	Interrampa	Derecho	1,22	1,07
	Global		1,92	1,70
	Global	Izquierdo	2,18	1,90
4-4'	Interrampa inferior	Derecho	2,16	1,99
	Interrampa superior		1,62	1,46
	Global		2,60	2,20
5-5'	Interrampa inferior	Izquierdo	2,25	2,14
	Interrampa superior		3,34	2,92
6-6'	Global	Derecho	2,33	1,93

En la Tabla 18 se presenta la configuración de los taludes recomendados según el tipo de alteración y condiciones geomecánicas de estos. Los ángulos recomendados para la operación se muestran en la Figura 102.

Tabla 18*Criterios de diseño para la zonificación geomecánica del tajo*

Sector del diseño del tajo	Tipo de alteración	Altura de banco (m)	Ancho mínimo de banco de seguridad (m)	Máximo ángulo interrampa (°)	Altura máxima IRA (m)
Sureste (Dominio I)	Fílica	15.0	8.0	45	105
	Inalterada	15.0	8.0	46	180
	Potásica	15.0	8.0	45	165
	Propilítica	15.0	8.0	45	180
Noreste (Dominio II)	Fílica	15.0	8.0	40	60
		15.0	8.0	41	75
		15.0	8.0	42	105*
	Potásica	15.0	8.0	42	165
	Propilítica	15.0	8.0	45	180
Noroeste (Dominio III)	Fílica	15.0	8.0	45	105
	Potásica	15.0	8.0	45	165
	Propilítica	15.0	8.0	45	180
	Skarn	15.0	8.0	45	180
Suroeste** (Dominio IV)	Fílica	15.0	8.0	42	105
	Inalterada	15.0	8.0	42	180
	Propilítica	15.0	8.0	42	180
	Skarn	15.0	8.0	42	180

Notas: En el caso que se utilicen ángulos IRA de 42° en el sector donde la altura máxima es de 105m. se deberá realizar una banquetta intermedia (step-out) a los 4 bancos, esta banquetta deberá tener un ancho de 16m. En dicho sector se han planteado recomendaciones según la Tabla 19 correspondientes a la roca inalterada, que es la que predomina en dicho sector.

En la Tabla 19, se muestran las recomendaciones para la roca inalterada en este sector, en la cual se muestra los valores de los ángulos IRA que puede tener la roca inalterada en caso presente mejores valores de UCS y/o GSI. Todas las recomendaciones, se basaron en los análisis de sensibilidad. Esto fue realizado debido a la presencia de inestabilidades a nivel de talud interrampa y global.

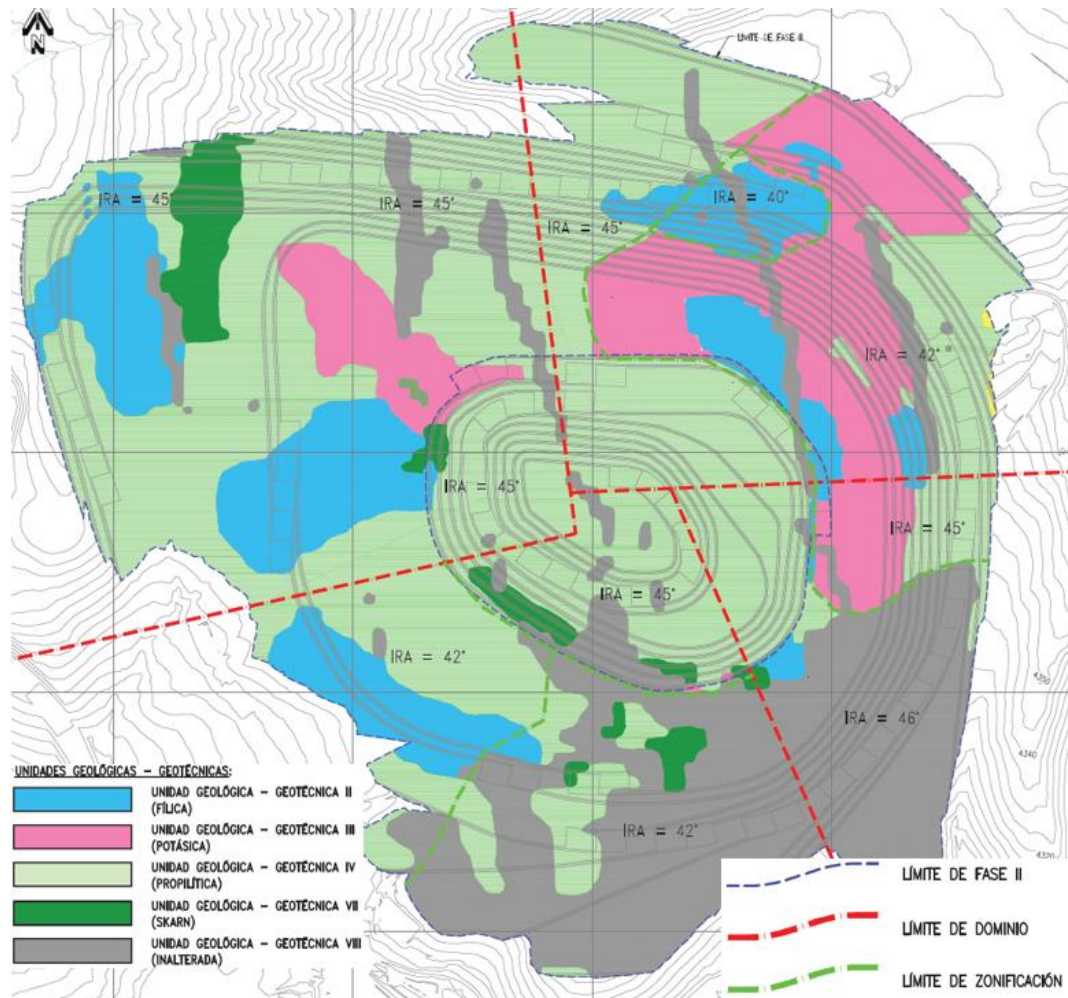
Tabla 19

IRA para la roca inalterada (Dominio IV) según el GSI y UCS

IRA (°)	UCS (MPa)	GSI	Altura del talud (m)
40	40-50	25-30	90
	55-65	32-37	120
42	40-55	29-34	90
	45-55	30-35	120
44	45-55	29-34	90
	50-60	31-36	120
46	50-60	32-37	90
	55-65	32-37	120

Figura 102

Parámetros geométricos recomendados para la condición final del tajo.



5.3 Análisis de sensibilidad del factor de seguridad modificando parámetros

El análisis de sensibilidad del factor de seguridad se realizó con el fin de obtener ecuaciones que permitan la rápida actualización del factor de seguridad asociado a la estabilidad de un talud, en caso se identifiquen condiciones distintas a las contempladas en el diseño (altura, propiedades de resistencia, condición del nivel freático).

Para el desarrollo del análisis de sensibilidad del factor de seguridad se evaluó la estabilidad por el método de equilibrio límite para un talud con un IRA de 45° con alturas

variables de 100, 150, 200 y 250 m, para niveles de agua a distancias de 10, 20, 30 y 40 m por detrás de la pared del talud.

Esto se evaluó variando el UCS, GSI y m_i de la alteración potásica con lo que se generaron 64 casos que son los presentados en el Anexo 9. Los valores considerados para el UCS fueron 25, 30, 35 y 40 MPa, para el GSI fueron 25, 30, 35 y 40, y para el m_i fueron 14, 17, 20 y 23.

Finalmente, luego de considerar todas las variables indicadas anteriormente, en el Anexo 9 se presentan los 256 factores de seguridad obtenidos para todos los casos evaluados. La coloración roja la presentan los factores de seguridad menores o iguales a 1, la coloración verde la presentan los factores de seguridad mayores o iguales a 1.2, mientras que los demás factores de seguridad tienen una coloración de transición entre rojo y verde según el valor que presenten. Esto se realizó con la finalidad de guiarse rápidamente que valores (características de la roca, geometría del talud y condición de nivel freático) están asociados a un talud de roca estable.

En el Anexo 9, también se presentan los incrementos en los factores de seguridad (IFS) los cuales fueron obtenidos al dividir cada uno de los 256 valores presentados en los 16 casos en la tabla 20 entre factores de seguridad de referencia los cuales para cada tabla fueron los escogidos considerando los casos sin variar el UCS, GSI y m_i , respectivamente. Cabe indicar que los valores de IFS iguales a 1, se deben a que los valores correspondientes al mismo caso y presentados en la Tabla 20 fueron los valores usados como referencia.

Se colectaron todos los valores de IFS obtenidos para cada uno de los 3 escenarios evaluados (sin variar UCS, GSI o m_i) y se agruparon los valores de IFS según el valor invariable considerado. En las tablas 20, 21 y 22 se resumen los valores máximos, mínimos, promedio y desviación estándar de los valores de IFS obtenidos para cada escenario, respectivamente.

En las figuras 103, 104 y 105 se presentan las líneas de tendencia (con sus respectivas ecuaciones) para el incremento del factor de seguridad al modificar el UCS,

GSI y m_i , respectivamente. Para obtener las líneas de tendencia se usaron ajustes del tipo lineal, logarítmico y potencial.

Tabla 20

Incremento de factor de seguridad (IFS) variando únicamente el UCS

UCS (MPa)	IFS _{mínimo}	IFS _{máximo}	IFS _{promedio}	Desviación estándar
25	1	1	1	0
30	1.0385	1.0732	1.0597	0.0055
35	1.0923	1.1364	1.1131	0.0069
40	1.1346	1.1826	1.1607	0.0076

Tabla 21

Incremento de factor de seguridad (IFS) variando únicamente el GSI

GSI	IFS _{mínimo}	IFS _{máximo}	IFS _{promedio}	Desviación estándar
25	1	1	1	0
30	1.1622	1.2131	1.1878	0.0090
35	1.3514	1.4177	1.3824	0.0143
40	1.5098	1.6667	1.5928	0.0249

Tabla 22

Incremento de factor de seguridad (IFS) variando únicamente el m_i

m_i	IFS _{mínimo}	IFS _{máximo}	IFS _{promedio}	Desviación estándar
14	1	1	1	0
17	1.0385	1.0857	1.0652	0.0080
20	1.0450	1.1519	1.1212	0.0145
23	1.0901	1.2055	1.1696	0.0236

Figura 103

Sensibilidad del FS modificando el "UCS" Para la Alteración Potásica.

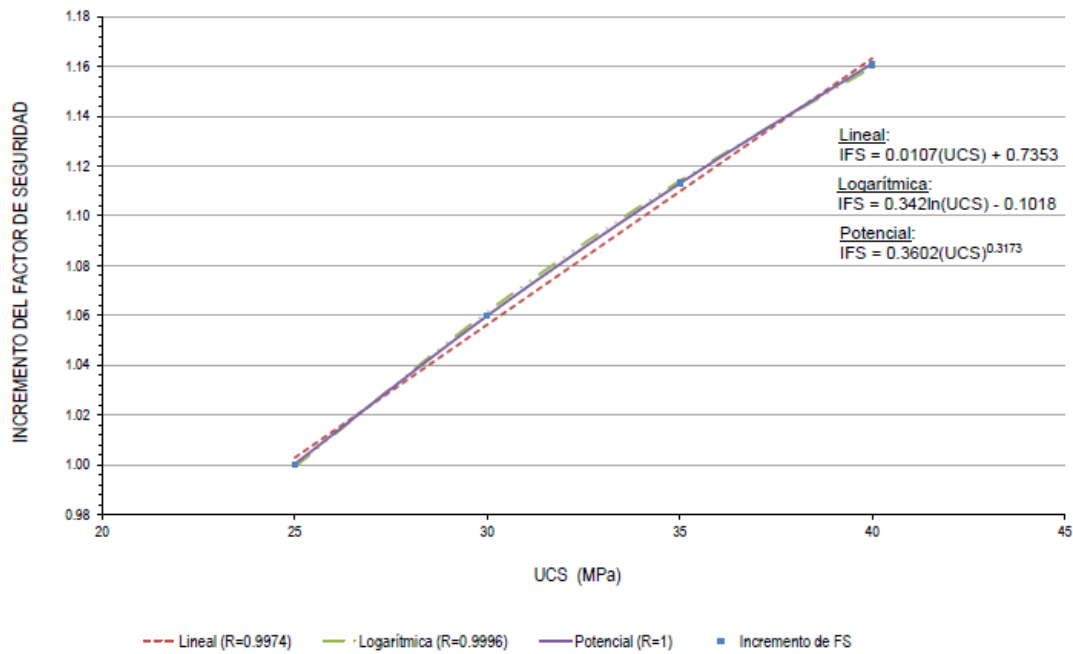


Figura 104

Sensibilidad del FS incrementando el "GSI" para la alteración potásica.

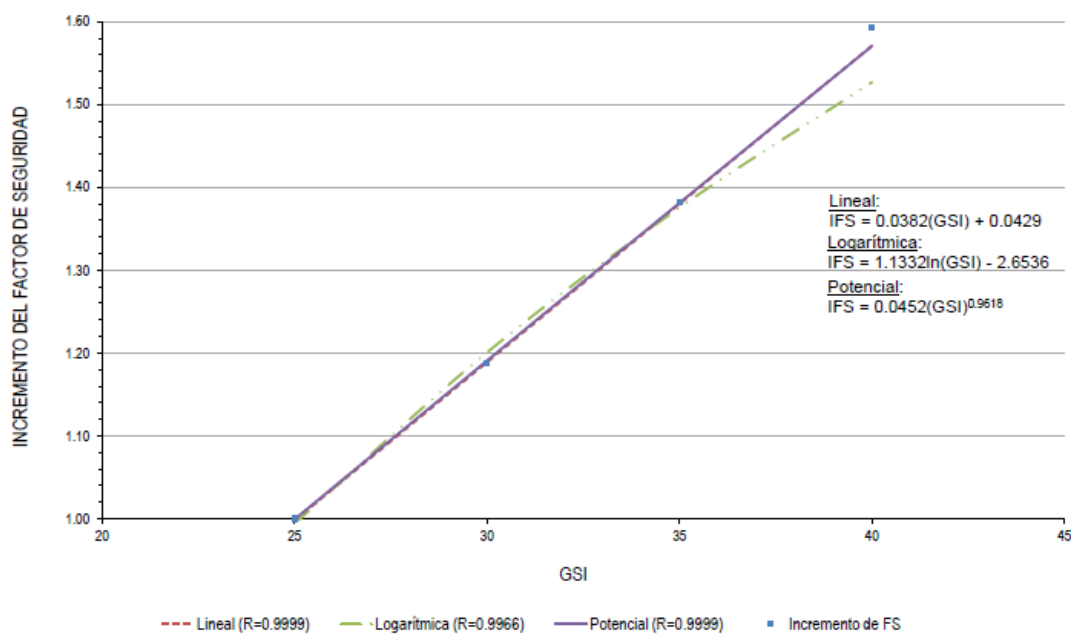
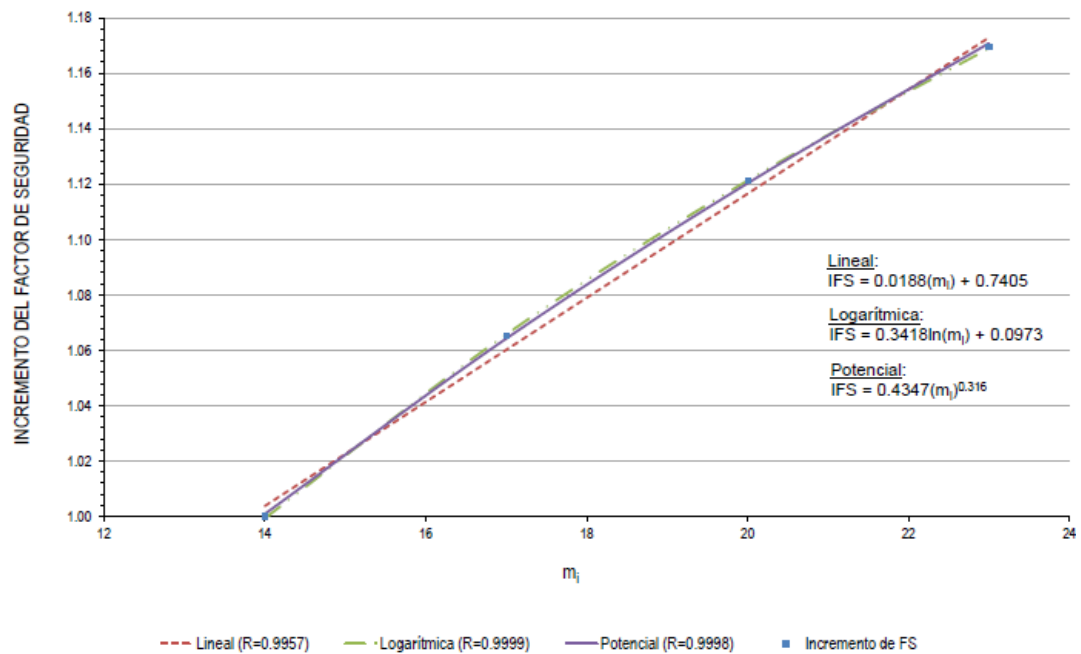


Figura 105

Sensibilidad del FS incrementando el "mi" para la alteración potásica.



En la Tabla 23 se muestra el resumen de las ecuaciones obtenidas al realizar los ajustes estadísticos a los valores de factor de seguridad obtenidos en los análisis de sensibilidad.

Tabla 23

Ecuaciones de incremento del factor de seguridad

Variable	IFS		
	Lineal	Logarítmica	Potencial
UCS	$0.0107 \times UCS + 0.7353$ R = 0.9974	$0.342 \times \ln(UCS) - 0.1018$ R = 0.9996	$0.3602 \times UCS^{0.3173}$ R = 1
GSI	$0.0382 \times GSI + 0.0429$ R = 0.9999	$1.1332 \times \ln(GSI) - 2.6536$ R = 0.9966	$0.0452 \times GSI^{0.9618}$ R = 0.9999
m_i	$0.0188 \times m_i + 0.7405$ R = 0.9957	$0.3418 \times \ln(m_i) + 0.0973$ R = 0.9999	$0.4347 \times m_i^{0.316}$ R = 0.9998

Capítulo VI. Análisis de resultados

6.1 Comparación entre metodologías para el diseño de bancos

Con el enfoque para diseño de bancos de Gibson (2006) todos los anchos de berma mínimos requeridos (calculados) son menores al que se calculó con la metodología empírica Call y Savely (1990) (Ritchie modificado).

En general, los resultados demuestran que los ángulos de cara de banco usados (65° para el tajo ejemplo abordado en esta tesis) requieren un ancho de berma mínimo que pudo optimizarse a 6.5 m para las condiciones geotécnicas del sitio siendo una optimización con respecto a la correlación empírica de Call y Savely (1990). Este valor de ancho de berma optimizado fue definido con base en los análisis de sensibilidad (figuras 83 y 84, y tablas 15 y 16).

Con base en las consideraciones de análisis, se considera que los ángulos de cara de bancos son lo suficientemente conservadores para el diseño de taludes y también proporcionan un suficiente nivel de confianza (80 %) al considerar la retención de derrames luego de la ocurrencia de pérdidas de cresta. Asimismo, cabe indicar que con el avance del minado y la conciliación de taludes pueden calibrarse parámetros considerados a partir de los ángulos de reposo de material derramado y anchos de pérdida de cresta observados, por lo que se considera importante el mapeo continuo de bancos.

6.2 Análisis de sensibilidad de parámetros

De los factores de seguridad calculados variando los parámetros de cada alteración hidrotermal, se observó los materiales críticos de los taludes que conformarán el tajo son la alteración potásica y fílica. En estas alteraciones se observó que la sensibilidad al nivel freático es mayor que en las otras alteraciones, por lo que lo recomendable es que en estas alteraciones se mantenga el nivel freático a una distancia mínima de 30 m alejado de la

cara del talud. Esto indica que durante la operación del tajo se deberá bombear el agua para deprimir su nivel a la distancia requerida. En la operación se deberá controlar los niveles de agua con piezómetros.

6.3 Análisis de estabilidad por falla rotacional

Los análisis de estabilidad de taludes del tajo confirmaron que la mayor parte de la geometría propuesta por la compañía minera podría ser considerada para la operación; sin embargo, existen zonas cuyas pendientes tuvieron que ser disminuidas y en algunos casos se planteó alejar el nivel freático de la cara de los taludes, todo esto por presentar factores de seguridad que no cumplían con los mínimos establecidos.

Esta inestabilidad se debía principalmente a la presencia de los materiales de resistencia más baja en los sectores que son representados por la sección 3-3'. Lo cual motivó a realizar el análisis de sensibilidad para cada alteración, lo cual servirá de gran ayuda para la toma de decisiones inmediatas durante la operación del tajo en caso aparezcan zonas puntuales en donde las condiciones evaluadas en el modelo geotécnico no coincidan con las condiciones observadas durante la operación.

En el Dominio IV se cuenta con poca información geotécnica. En este sector se consideró valores más conservadores en los parámetros debido a la escasa información, estableciendo un ángulo IRA de 42° . En la etapa de operación, cuando se desarrollen los primeros bancos en dicho sector, se recomienda verificar los parámetros (principalmente los valores de GSI y UCS), con el fin de optimizar los ángulos.

6.4 Análisis de sensibilidad del factor de seguridad

Respecto al análisis de sensibilidad del factor de seguridad modificando parámetros (acápito 5.3), de las 3 figuras mostradas (figuras 103, 104 y 105) se observa que las ecuaciones que mejor se ajustaron fueron las ecuaciones potenciales cuyos coeficientes de regresión se aproximan más a 1.

La desviación estándar encontrada en los datos permite evitar realizar tantos análisis de estabilidad para obtener las curvas de incremento de factor de seguridad. Esto debido a la poca variabilidad encontrada a pesar de haber variado alturas de talud, profundidad de nivel freático, UCS, GSI y m_i .

La utilidad de estas curvas es la rápida actualización del factor de seguridad de una sección representativa de un talud, la cual fue previamente analizada en el diseño y que puede presentar una variación de parámetros durante la operación.

Es decir, si durante la inspección de taludes del tajo abierto se identifica un sector con GSI distinto al de diseño, o si después de muestrear y ensayar un bloque de roca extraído de dicho sector se obtienen distintos valores de UCS o m_i , entonces el nuevo factor de seguridad puede obtenerse reemplazando el valor que se haya actualizado en las ecuaciones de ajuste potencial presentadas en las figuras 103, 104 y 105.

La necesidad de realizar la actualización de factores de seguridad se presentaría en caso durante la inspección, mapeo geomecánico y/o ensayos de laboratorio se identifiquen valores menores de GSI, UCS o m_i que los considerados en el diseño. Esto con el fin de conocer si el talud sigue cumpliendo los criterios de aceptabilidad propuestos o de lo contrario deberá reconfigurar la geometría del talud. El factor de seguridad actualizado se obtendrá de la siguiente relación: $FS_{actualizado} = FS_{diseño} \times IFS$.

Cabe recalcar que si los valores de GSI, UCS o m_i actualizados durante la operación resultan ser mayores, probablemente no haya necesidad de actualizar los factores de seguridad, a no ser que la compañía minera decida modificar la geometría del talud proponiendo taludes más altos.

Conclusiones

1. En los análisis de sensibilidad de estabilidad física de taludes se analizó el efecto de la despresurización mediante la variación del nivel freático paralelo al talud, demostrando su impacto en los factores de seguridad.
2. En las gráficas de probabilidad de falla (PoF) cinemática se observa la utilidad que ofrecen en caso de cambios en la geometría del tajo o expansiones proyectadas.
3. En los análisis de sensibilidad de estructuras realizados para el diseño de bancos, se hizo la comparación entre las metodologías semi-cuantitativa de Gibson (2006) y la empírica de Call y Savely (1990), con lo que se muestra que el ancho de berma puede optimizarse a medida que se obtiene más información estructural.
4. El análisis de sensibilidad a los taludes interrampa se desarrolló con la finalidad de conocer la máxima altura de estos para la pendiente de diseño propuesta. Para el caso del tajo usado como ejemplo, las zonas más sensibles, con nivel freático superficial y mayores pendientes, son aquellas con alteraciones fílica y potásica.
5. En el análisis de sensibilidad de los factores de seguridad calculados para los taludes interrampa, respecto de las 3 ecuaciones mostradas (lineal, logarítmica y potencial), la potencial mostró el mejor ajuste ($R^2 \approx 1$) para representar el incremento del factor de seguridad.
6. La utilidad de las curvas de incremento de factor de seguridad propuestas es que permiten actualizaciones rápidas del factor de seguridad ante variaciones de parámetros durante la operación.
7. Si durante la operación de un tajo se identifican discrepancias en GSI, UCS o mi (respecto al diseño), los factores de seguridad pueden conocerse rápidamente si se cuenta con ecuaciones potenciales similares a las propuestas. Esto permitirá que el área de geotecnia y planeamiento de la mina evalúen optimizaciones o medidas de estabilización, según sea el caso.
8. Del tajo tomado como ejemplo (tajo con nivel freático superficial), se entiende la necesidad de contar con piezómetros instalados, ya que como se vio en los cálculos realizados en los análisis de sensibilidad, sería crítico que no se cumpla con las distancias mínimas necesarias entre el nivel freático y la cara del talud. Durante la operación los piezómetros permitirán alertar cualquier ascenso del nivel freático sobre lo considerado en diseño y tomar acción para garantizar la estabilidad del tajo.

Recomendaciones

1. Aplicar el criterio de Gibson (2006) cuando se cuente con información estructural de mapeos geológico-estructurales superficiales y a profundidad. En etapas iniciales, donde la información a profundidad es limitada, usar un enfoque conservador como Ritchie modificado garantiza seguridad en el diseño preliminar.
2. Reconociendo la complejidad de los taludes en un tajo, se debe confirmar la isotropía y homogeneidad antes de usar las curvas de sensibilidad desarrolladas en una operación minera. Estas deben emplearse como herramienta de consulta rápida y complementarse con modelos geotécnicos más detallados al identificar discrepancias.
3. Para un siguiente nivel de esta investigación, se podría desarrollar curvas adicionales de incremento de factor de seguridad que integren variables críticas como pendientes, nivel freático o condiciones específicas del tajo. Esto debido a que las curvas presentadas en esta tesis consideran solo la variación de una variable (ya sea GSI, UCS o m_i). Esto aumentará la capacidad predictiva y permitirá tomar decisiones más informadas en operación.
4. Para toda operación de tajo se recomienda contar con una amplia base de datos geotécnicos para entender las tendencias de los parámetros y conocer sus desviaciones características, ya que también se podrá calcular la probabilidad de falla de los taludes según la variación encontrada en los parámetros de resistencia. La probabilidad de falla y los factores de seguridad (en conjunto) dan una mayor confiabilidad a los resultados de estabilidad de taludes.
5. Durante la operación de un tajo es importante desarrollar análisis esfuerzo-deformación, calibrando los cálculos de diseño con datos de monitoreo de desplazamientos. Esta conciliación mejora la capacidad de respuesta y ajusta el diseño a condiciones reales.
6. En futuras investigaciones podrá incluirse modelamientos numéricos avanzados (elementos discretos) para evaluar fallas por vuelco, identificando rupturas potenciales en columnas de roca y su propagación. Este análisis complementa la estabilidad por corte y optimiza la seguridad.

Referencias bibliográficas

- Barton, N. & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10(1-2), 1-54.
<https://doi.org/10.1007/BF01261801>
- Barton, N. & Bandis, S. (1982, del 25 al 27 de agosto). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *The 23rd U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, California, EE. UU.
<https://onepetro.org/ARMAUSRMS/ARMA82/conference/ARMA82>
- Barton, N. & Bandis, S. (1990, del 4 al 6 de junio). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Rock joints: proceedings of the International Symposium on Rock Joints*, Loen, Noruega.
http://www.nickbarton.com/downloads_01.asp
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons.
- Calderón, A., Torres, R., Suarez, C., Días, M., Karzulovic, A. y Barahona, P. (1998). Diseño geotécnico taludes mina Chuquicamata – Informe Técnico. *Superintendencia Ingeniería Geotécnica, Dirección de Planificación, Subgerencia Planificación y Gestión Estratégica, División Chuquicamata*, CODELCO, Chile.
- Call, R. & Savely, J. (1990). Open pit rock mechanics. En B.A. Kennedy. (Ed.), *Surface Mining* (2.^a ed.) (pp. 860-882). Society for Mining, Metallurgy, and Exploration.
https://www.cnitucson.com/publications/1990_Call_open_630-OP%20Rock%20Mechanics-Call-Savely%20ppr.pdf
- Chávez, J. (2006). *Leyes de atenuación para aceleraciones espectrales en el Perú* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional UNI.
<http://hdl.handle.net/20.500.14076/4224>
- Deere, D. (1964). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*.

- Deere, D. & Miller, R. (1966). Engineering classification and index properties of intact rock. *Report AFWL-TR-116*, Air Force Weapons Laboratory, Nuevo Mexico.
- Duncan, J. & Wright, S. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- Fredlund, D. & Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429-439.
<https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/t77-045>
- Gibson, W., de Bruyn, I. & Walker, D. (2006). Considerations in the optimization of bench face angle and berm width geometries for open pit mines. *The South African Institute of Mining and Metallurgy*.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to rock mechanics* (2.^a ed.). John Wiley & Sons.
- Goodman, R. & Bray, J. (1976). Toppling of rock slopes. En *Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder, Colorado, ASCE Vol.2, 201-234.
- Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B., & Curran, J. (2005). A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. *Proceedings of the International Symposium on Stability of Rock Slopes*.
- Herrera, J. (2006). *Métodos de minería a cielo abierto*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas. Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Hoek, E. (1964). Fracture of anisotropic rock. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 64(10), 501-518.
- Hoek, E. (2006). *Practical rock engineering: Rocscience*.
<https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- Hoek, E. & Brown, E. (1980). *Underground excavations in rock*. The Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. & Brown, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-86.
[https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)

- Hoek, E. & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*, 132(11), 45-51.
- Hoek, E. & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering* (3.^a ed.). The Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. En *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002*, 267-271, Toronto, ON.
- Hoek, E. & Brown, E. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Hudson, J. & Harrison, J. (1997). *Engineering rock mechanics - An introduction to principles*. Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, Pergamon Press.
- International Society of Rock Mechanics and Rock Engineering (2007). *The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006 - The Blue Book*. ISRM Turkish National Group and the ISRM.
- International Society of Rock Mechanics and Rock Engineering (2015). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014 (The Orange Book)*. Springer International Publishing.
- Lowell, J. & Guilbert, J. (1970). Lateral and vertical alteration-mineralization zoning in porphyry copper ore deposits: *Economic Geology*, 65, 373-408.
- Marcet, P. (2010). *Mitos y verdades sobre la minería*, Mining Club, Argentina.
- Morgenstern, N. & Price, V. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15(1), 79-93.
- Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería (Osinergmin) (2018). *Boletín informativo de la Gerencia de Supervisión Minera Octubre-Diciembre 2018*.

- Pankow, K., Moore, J., Hale, J., Koper, K., Kubacki, T., Whidden, K. & McCarter, M. (2013). Massive landslide at Utah copper mine generates wealth of geophysical data. *College of Mines and Earth Sciences*. University of Utah, Salt Lake City, EE. UU.
- Ramírez, P., y Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Red DESIR, Madrid.
- Ramos, V. (2010). *Megaminería a cielo abierto*. Universidad de Buenos Aires, Argentina.
- Rabus, B., Eberhardt, E., Stead, D., Ghuman, P., Nadeau, C., Woo, K., Severin, J., Styles, T. & Gao, F. (2009). Application of InSAR to constrain 3-D numerical modelling of complex discontinuous pit slope deformations. *Slope Stability 2009*, Santiago, Chile.
- Read J. & Stacey P. (2009). *Guidelines for open pit slope design*. CSIRO Publishing.
- Ritchie, A. (1963). Evaluation of rockfall and its control. *Highway Research Record*, 17, 13-28. US Highway Research Board, Washington, DC.
- Rocscience Inc. (2022a). *DIPS: User guide* [Guía de usuario].
<https://www.rocscience.com/help/dips/tutorials>
- Rocscience Inc. (2022b). *RocPlane: Planar sliding stability analysis for rock slopes – Verification manual* [Manual de verificación].
<https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RocPlane/RocPlane-Verification-Manual.pdf>
- Rocscience Inc. (2022c). *RocTopple: Toppling analysis and support design of rock slopes – Verification manual* [Manual de verificación].
<https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RocTopple/RocTopple-Verification-Manual.pdf>
- Rocscience Inc. (2022d). *Slide2: Slope stability – Verification manual* [Manual de verificación]. https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/Slide2/Slide_SlopeStabilityVerification.pdf

- Rocscience Inc. (2022e). *Swedge: Surface wedges analysis - Verification manual* [Manual de verificación]. <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/SWedge/SWedge-Verification-Manual.pdf>
- Rocscience Inc. (2025). *RSData: User guide* [Guía de usuario]. <https://www.rocscience.com/help/rsdata/tutorials>
- Ryan, T. & Pryor, P. (2000). Designing catch benches and interramp slopes. En W.A. Hustrulid, M.K. McCarter & D.J.A. Van Zyl. (Eds.), *Slope Stability in Surface Mining* (pp. 27-38). Society for Mining, Metallurgy, and Exploration. https://www.cnitucson.com/publications/2000_ch3_Catch%20Bench_sme_tr_pp.pdf
- Sadigh, K., Chang, C., Egan, J., Makdisi, M & Youngs, R. (1997). Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. *Seismological Research Letters*, 68(1), 180-189. <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.180>
- Silva, R. & Gomez, P. (2015). Towards a mechanically based definition of the disturbance factor using the “Slope Model” lattice code. En *Proc. ISRM Regional Symposium – 8th South American Congress on Rock Mechanics*, Buenos Aires, Argentina.
- Sjöberg, J. (1999). *Analysis of largescale rock slopes* [Tesis Doctoral, Lulea University of Technology].
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique* 17(1): 11-26.
- Ulusay, R. & Erguler, Z. (2012). Needle penetration test: evaluation of its performance and possible uses in predicting strength of weak and soft rocks. *Engineering Geology*, 149-150, 47-56. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.08.007>
- US Army Corps of Engineers (2003). *Engineering and design: Slope stability*. Engineer Manual 1110-2-1902, 205 p.

Wyllie, D. (2018). *Rock slope engineering: Civil applications* (5^a ed.). Taylor & Francis Group, EE. UU.

Youngs, R., Chiou S-J., Silva, W. & Humphrey, J. (1997). Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68(1), 58-73. <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.58>

Zea, R. (2004). *Mecanismos de ruptura em taludes altos de mineração a céu aberto* [Dissertações de Mestrado, Universidad de São Paulo]. A Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da la Universidad de São Paulo.
<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-21092007-161107/publico/dissertacao1.pdf>

Anexos

Anexo 1:	Resumen de GSI de estaciones geomecánicas y perforaciones geotécnicas.	1
Anexo 2:	Resumen de ensayos de campo y laboratorio	4
Anexo 3:	Análisis estereográfico.....	11
Anexo 4:	Análisis cinemático de mecanismo de falla planar	13
Anexo 5:	Análisis cinemático de mecanismo de falla por cuña	17
Anexo 6:	Análisis de estabilidad falla planar	21
Anexo 7:	Análisis de estabilidad falla por cuña	24
Anexo 8:	Análisis de sensibilidad de talud interrampa	29
Anexo 9:	Factores de seguridad de análisis de sensibilidad de talud interrampa.....	45
Anexo 10:	Análisis de estabilidad de macizo rocoso.....	57

Anexo 1: Resumen de GSI de estaciones geomecánicas y perforaciones geotécnicas

Figura 1

GSI en alteración fílica

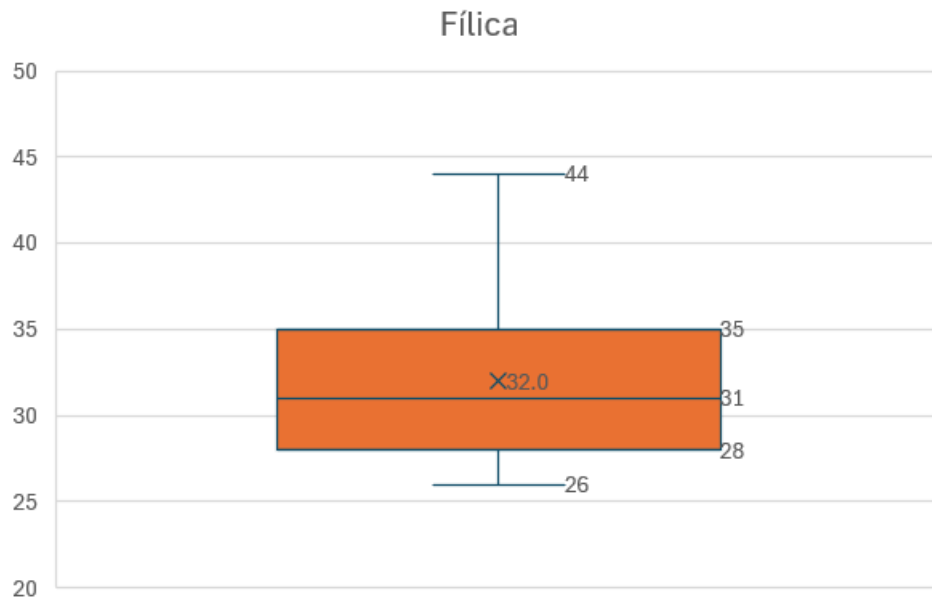


Figura 2

GSI en alteración potásica

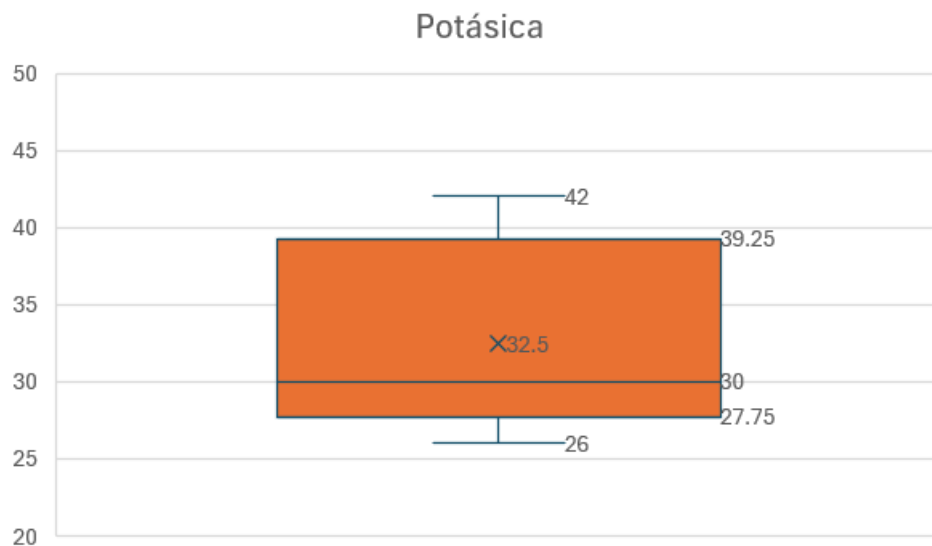


Figura 3

GSI en alteración propilítica

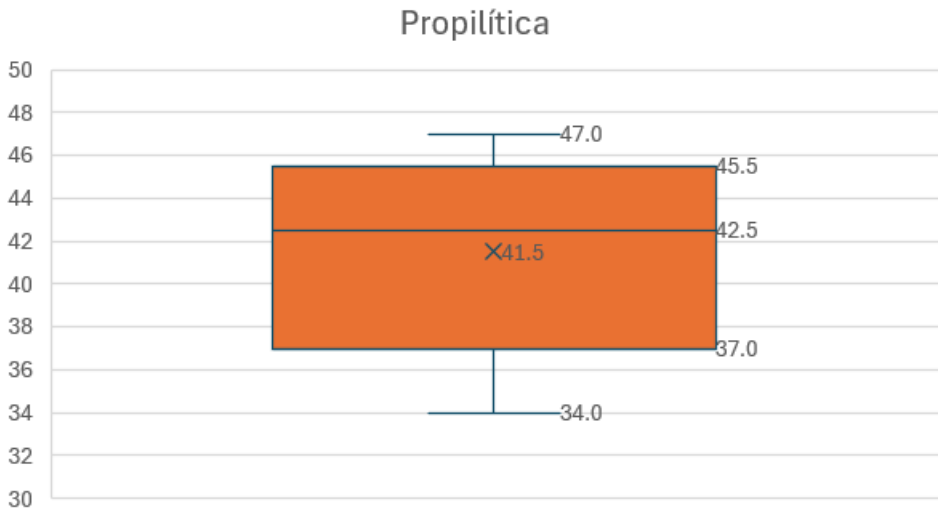


Figura 4

GSI en alteración skarn

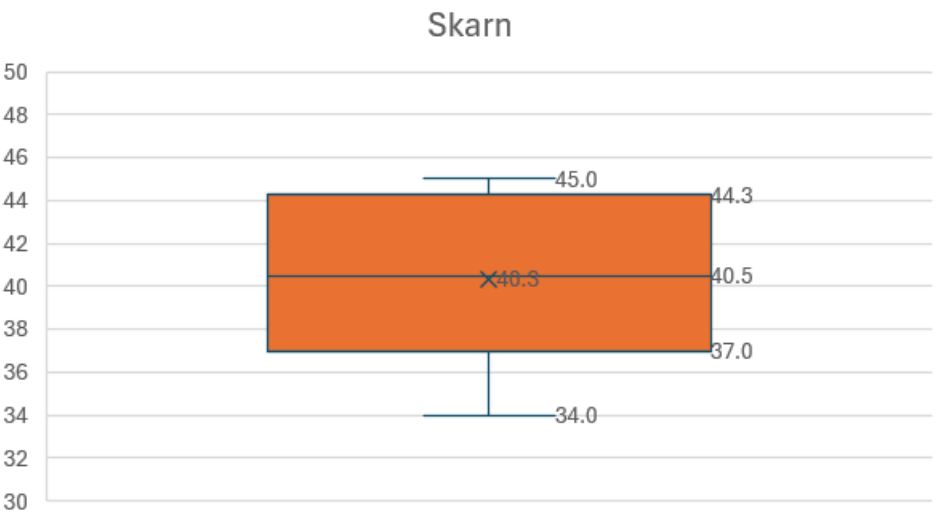
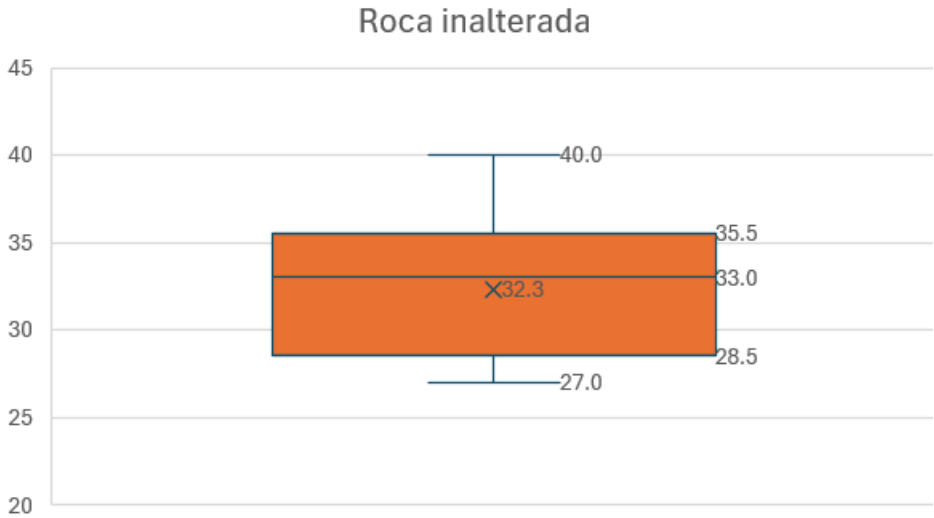


Figura 5

GSI en roca inalterada



Anexo 2: Resumen de resultados de ensayos de campo y laboratorio

Ensayos de resistencia compresiva:

Figura 1

Resistencia a la compresión simple en alteración filica

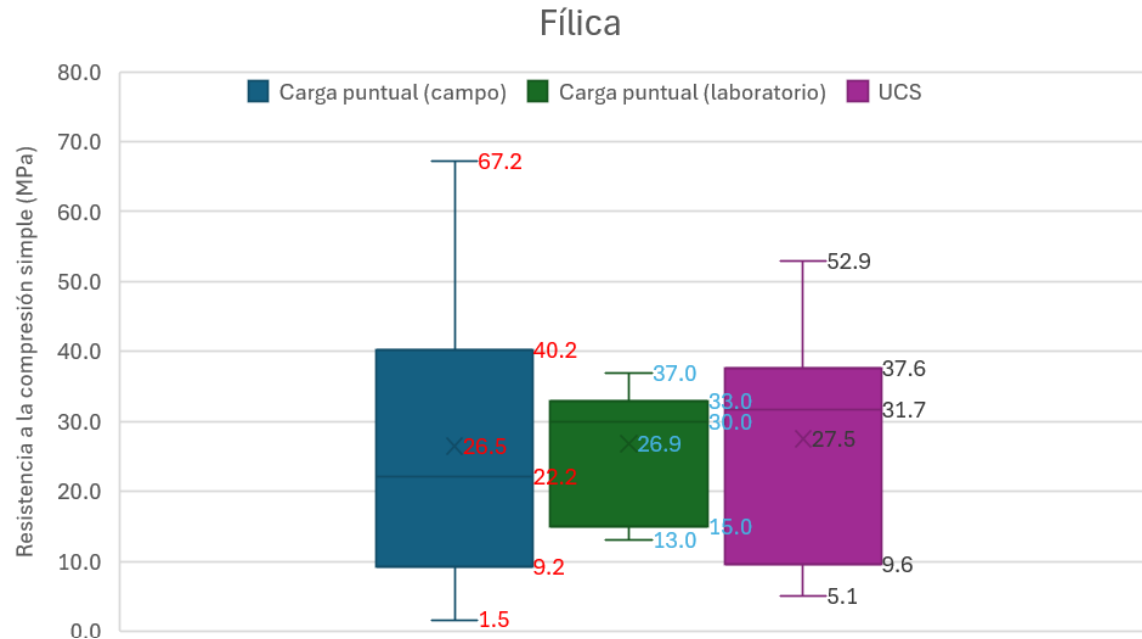


Figura 2

Resistencia a la compresión triaxial en alteración filica

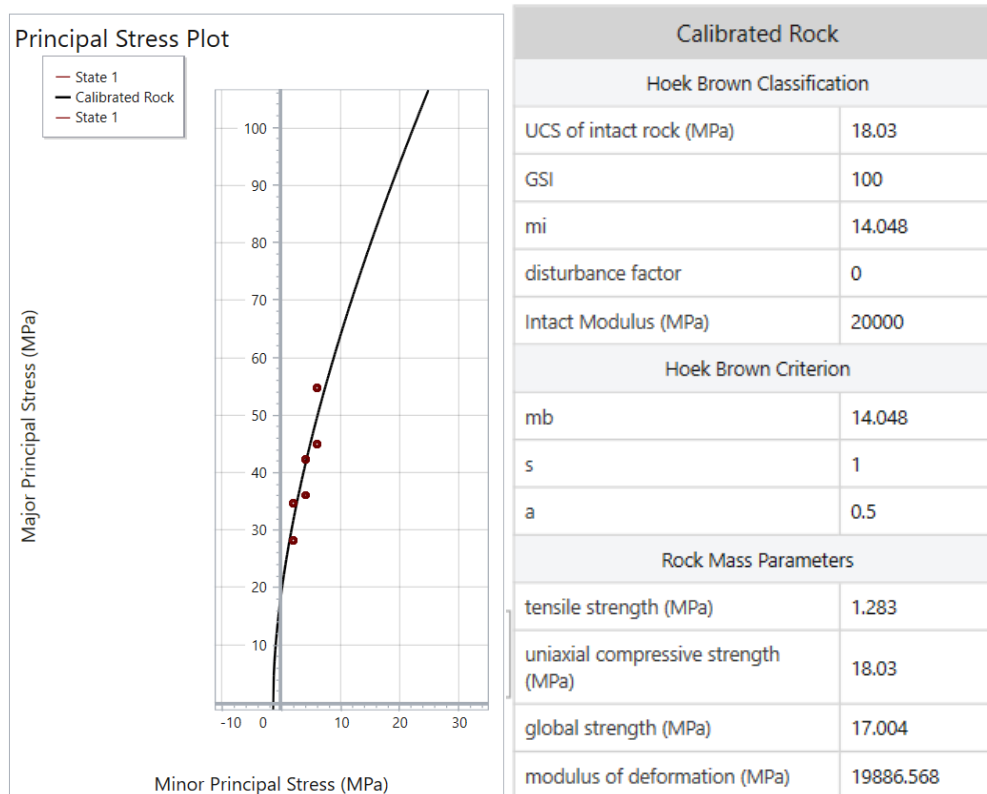


Figura 3
Resistencia a la compresión simple en alteración potásica

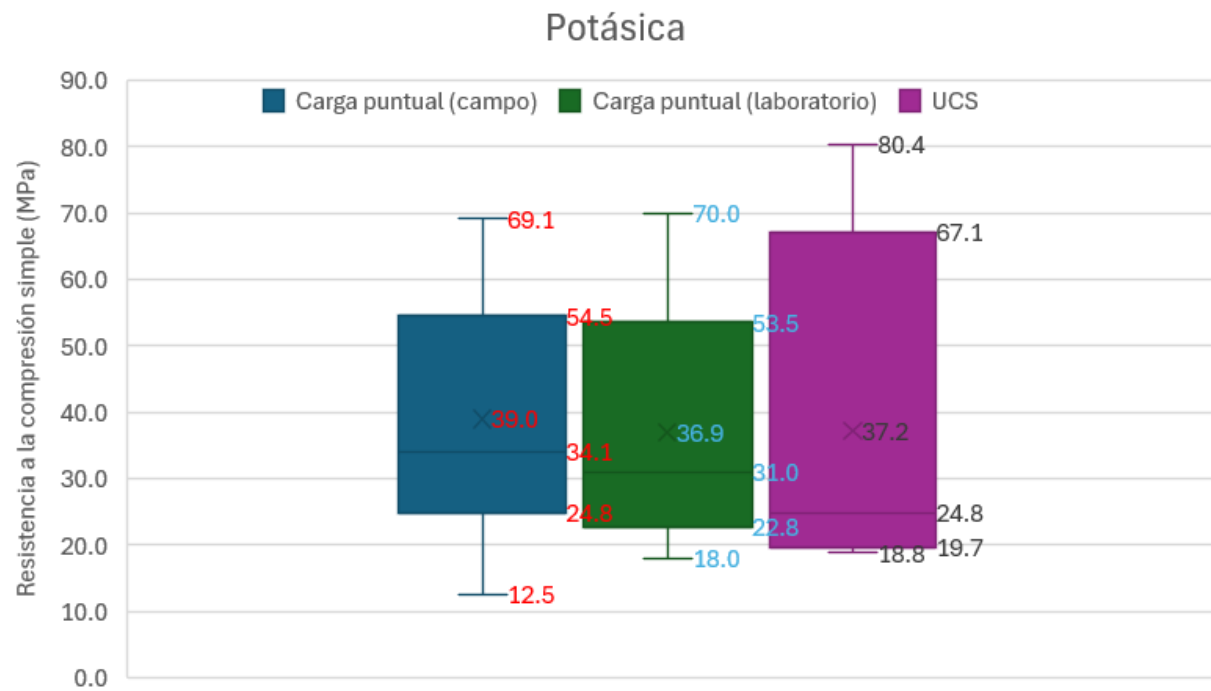


Figura 4
Resistencia a la compresión triaxial en alteración potásica

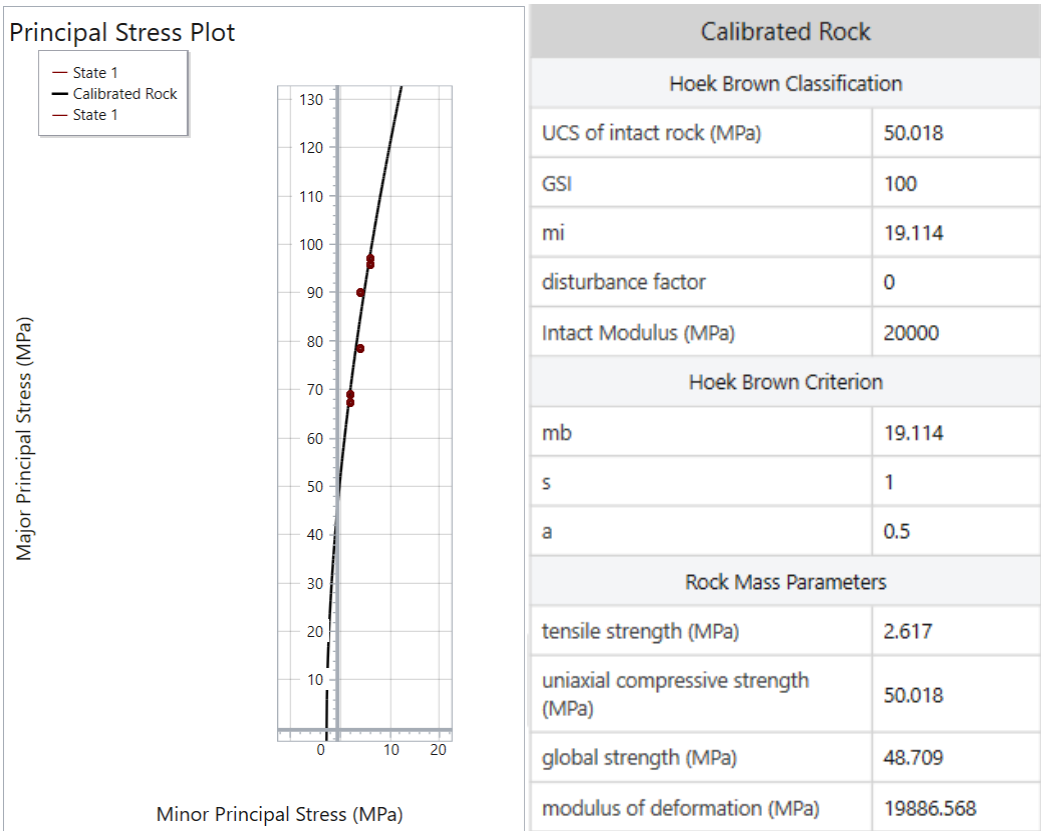


Figura 5

Resistencia a la compresión simple en alteración propilítica

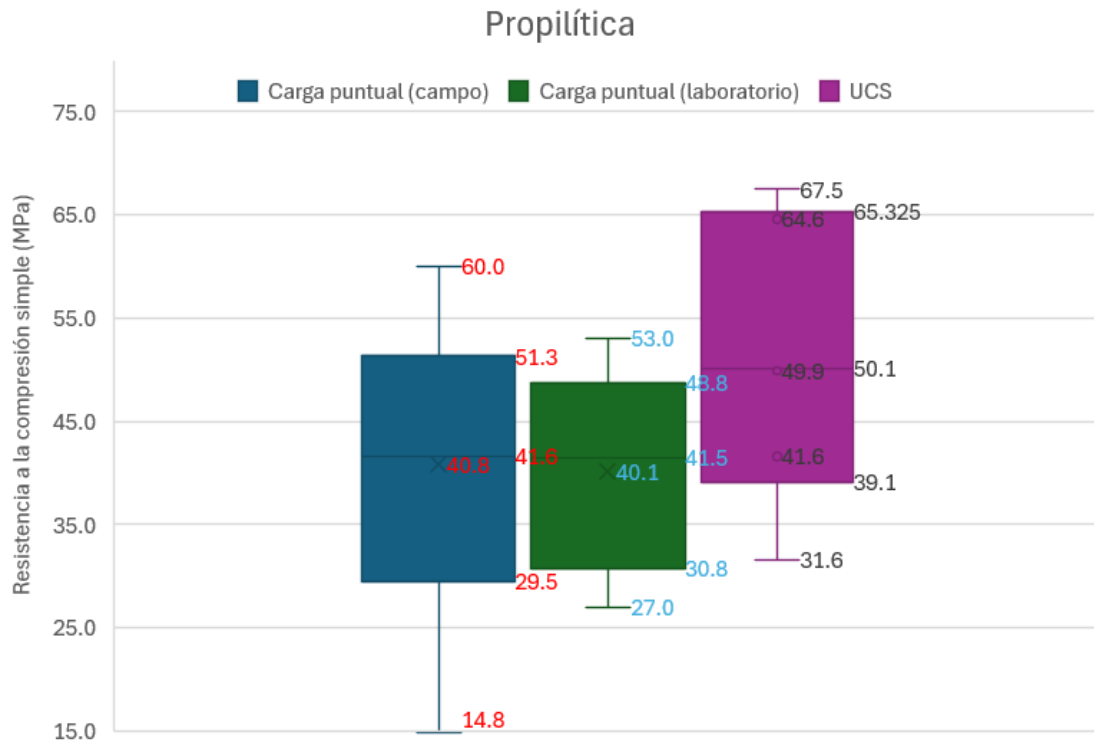


Figura 6

Resistencia a la compresión triaxial en alteración propilítica

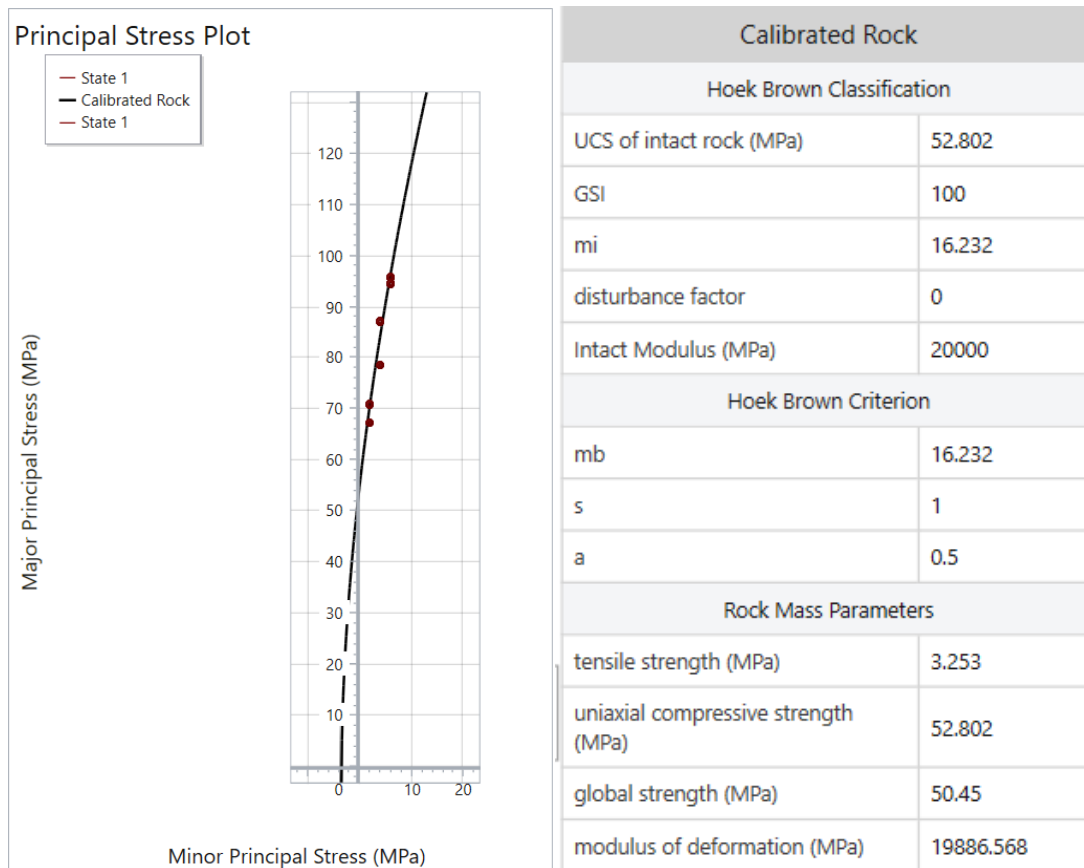


Figura 7

Resistencia a la compresión simple en skarn

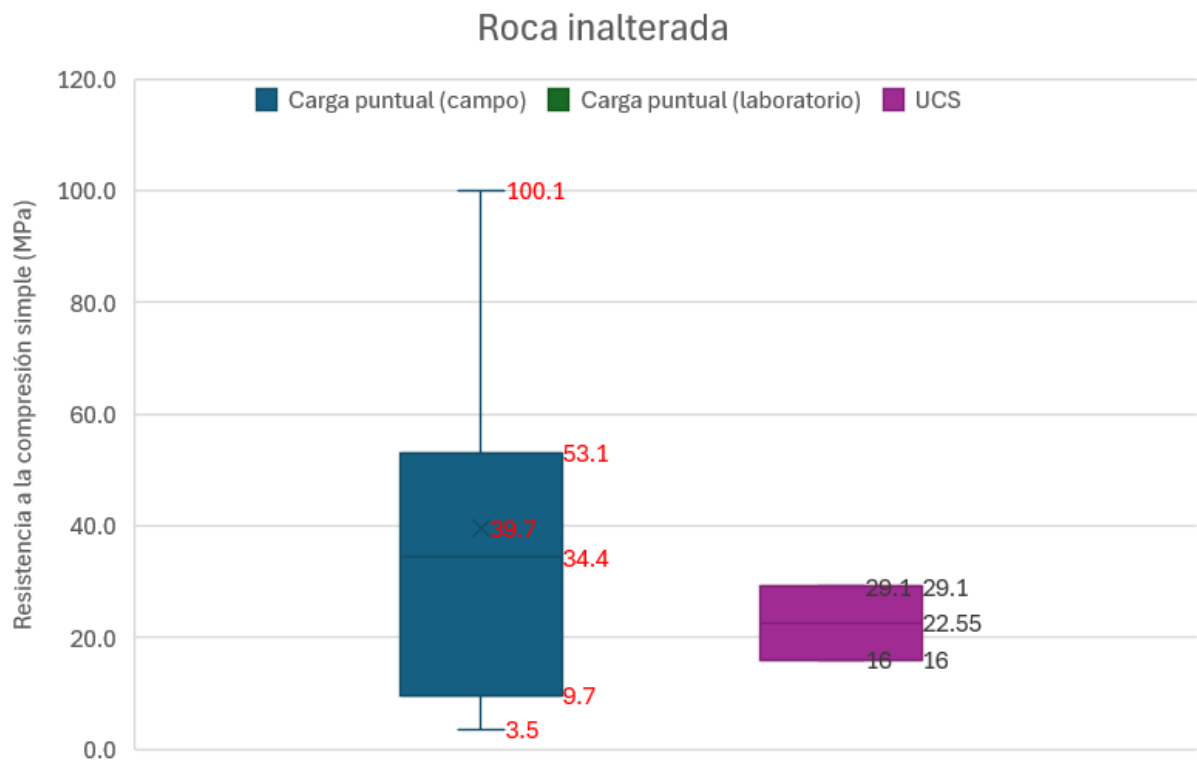


Figura 8

Resistencia a la compresión triaxial en skarn

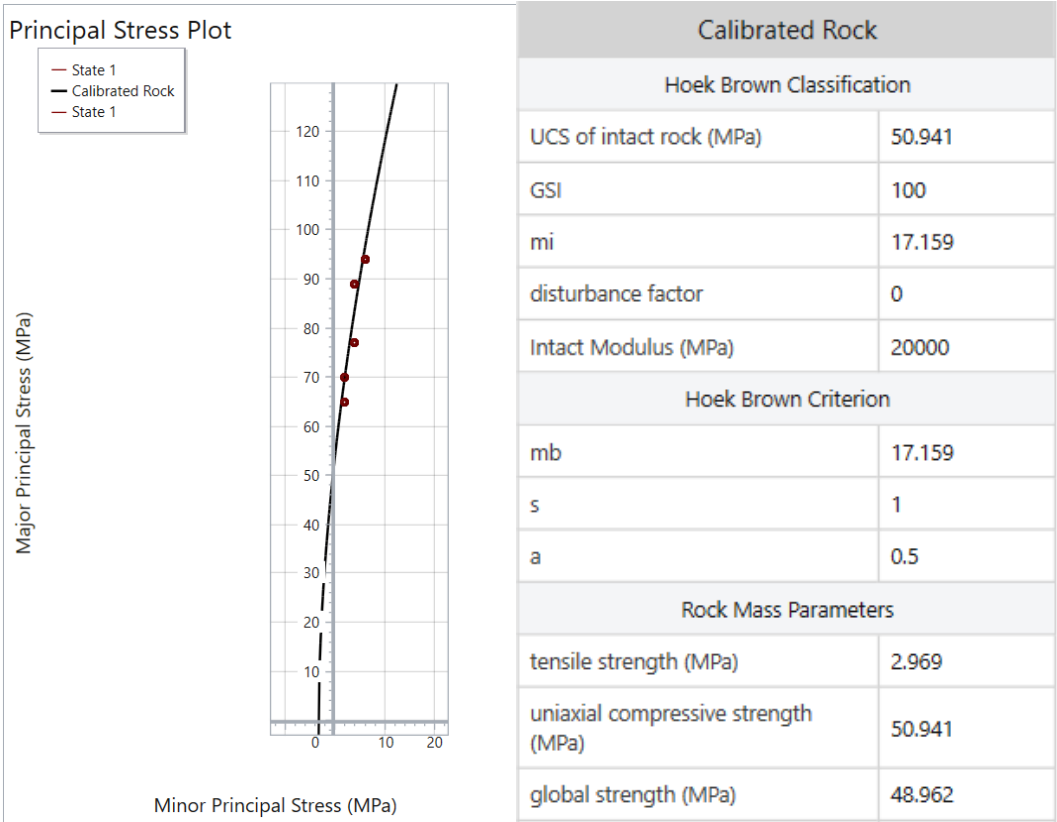


Figura 9

Resistencia a la compresión simple en roca inalterada

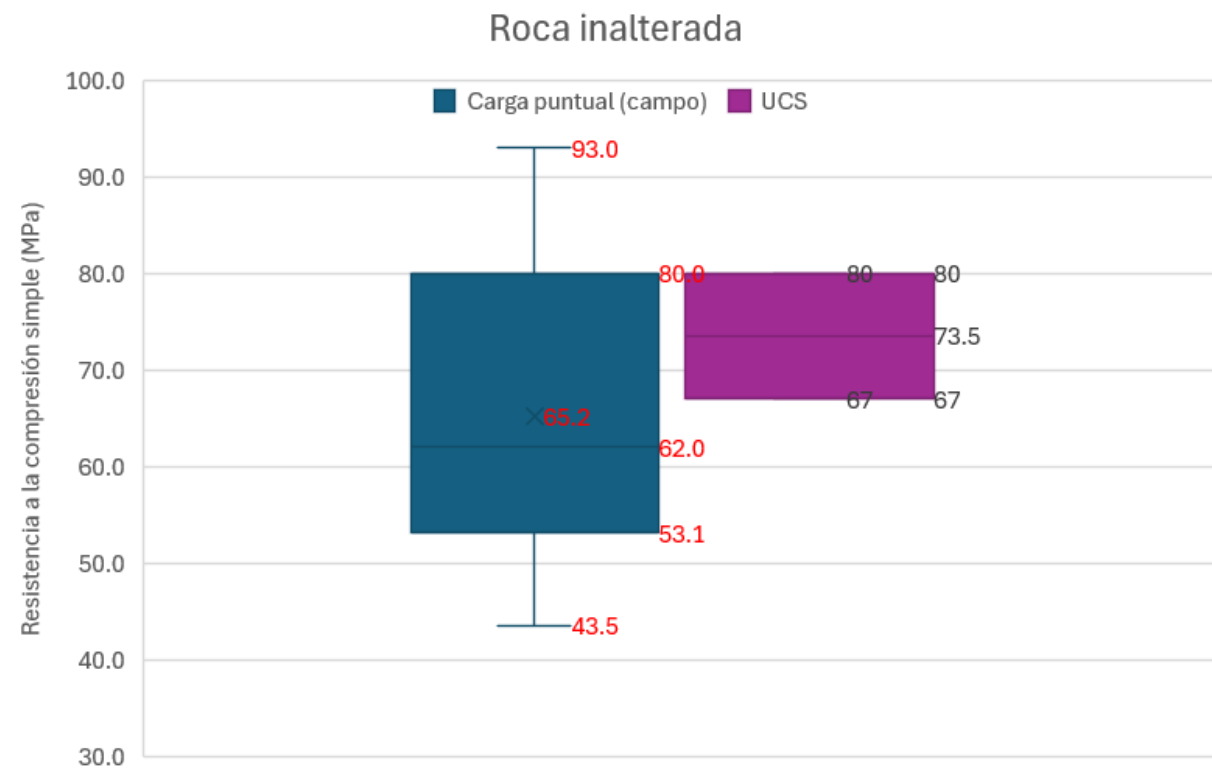
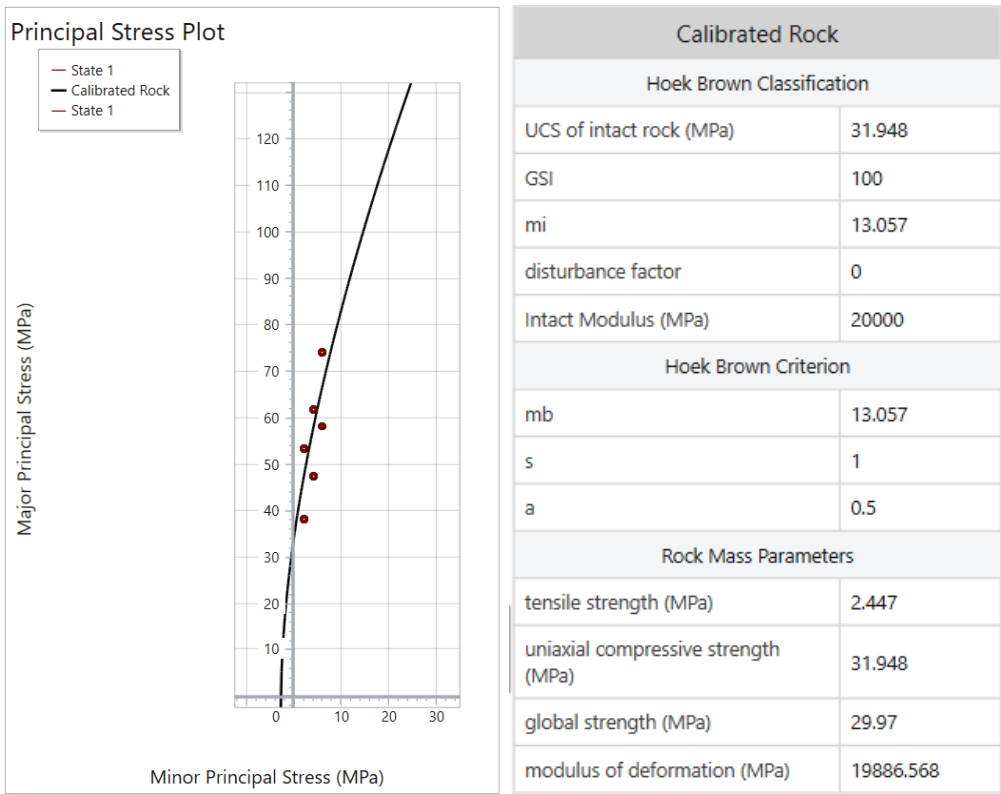


Figura 10

Resistencia a la compresión triaxial en roca inalterada



Ensayos de corte directo en discontinuidades:

Figura 11

Ángulo de fricción residual en alteración fílica

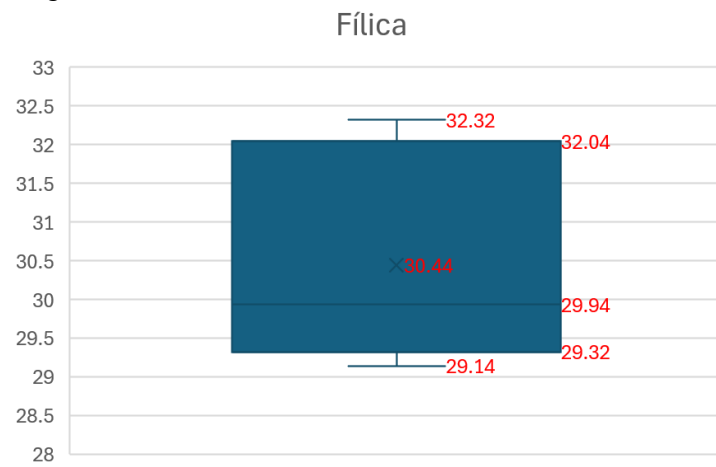


Figura 12

Ángulo de fricción residual en alteración potásica

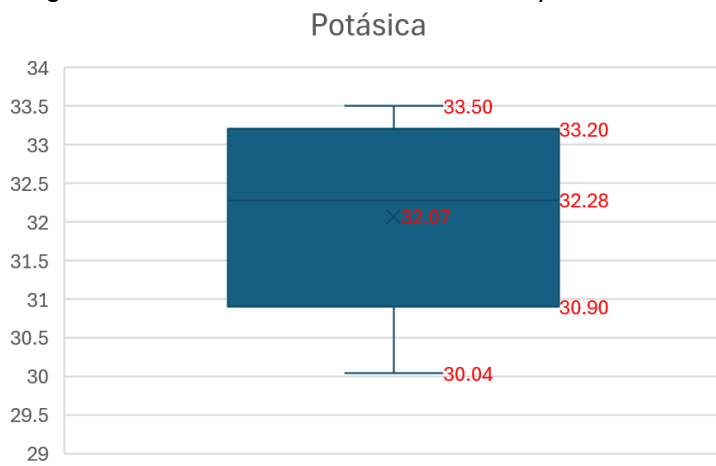


Figura 13

Ángulo de fricción residual en alteración propilítica

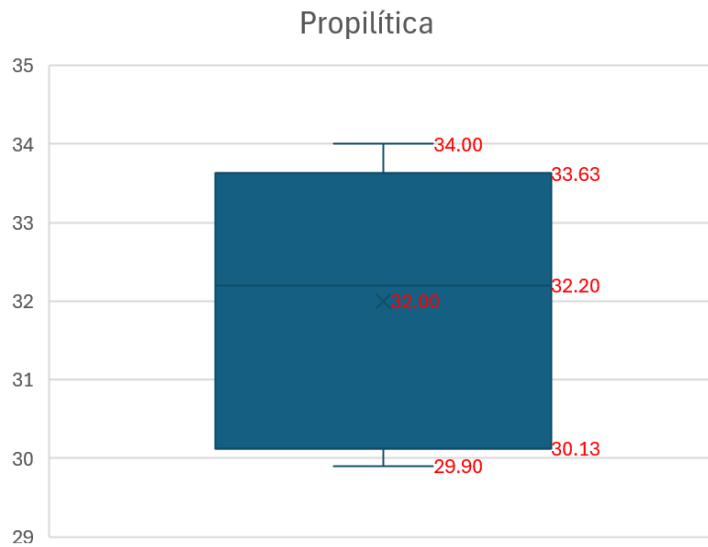


Figura 14

Ángulo de fricción residual en alteración skarn

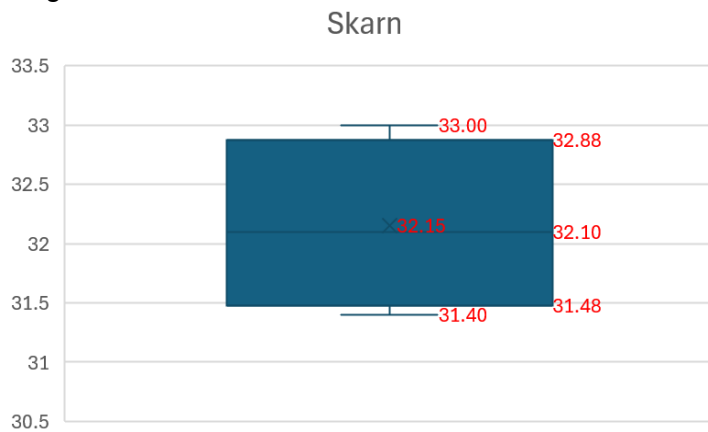


Figura 15

Ángulo de fricción residual en roca inalterada



Anexo 3: Análisis estereográfico

Figura 1

Dominio Geomecánico I - Análisis Estereográfico de Familia de Juntas.

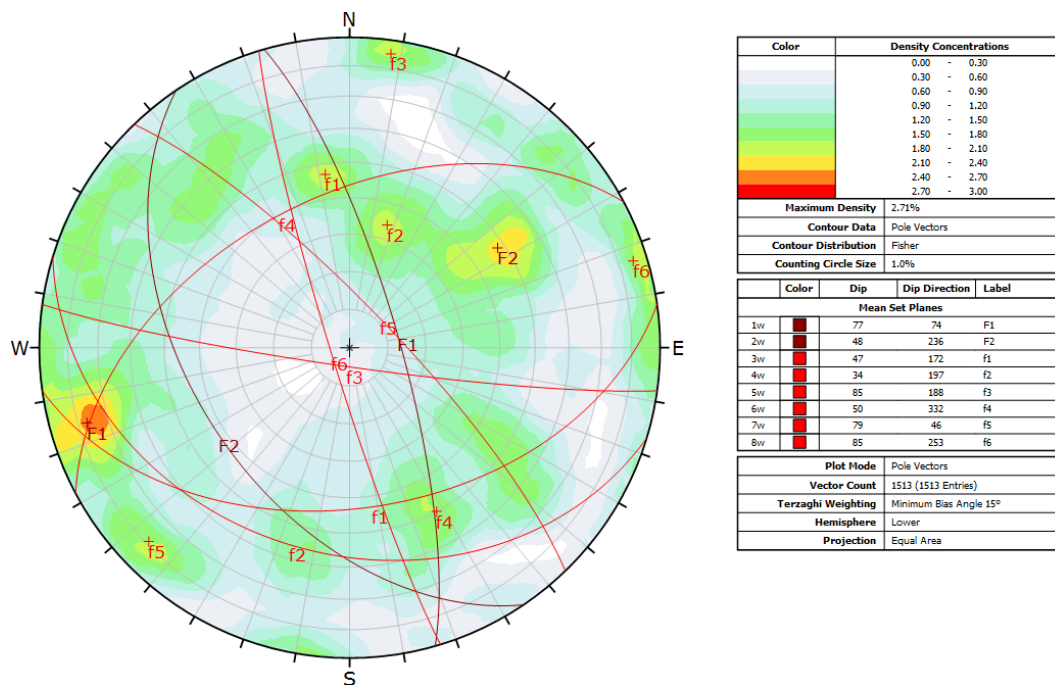


Figura 2

Dominio Geomecánico II - Análisis Estereográfico de Familia de Juntas.

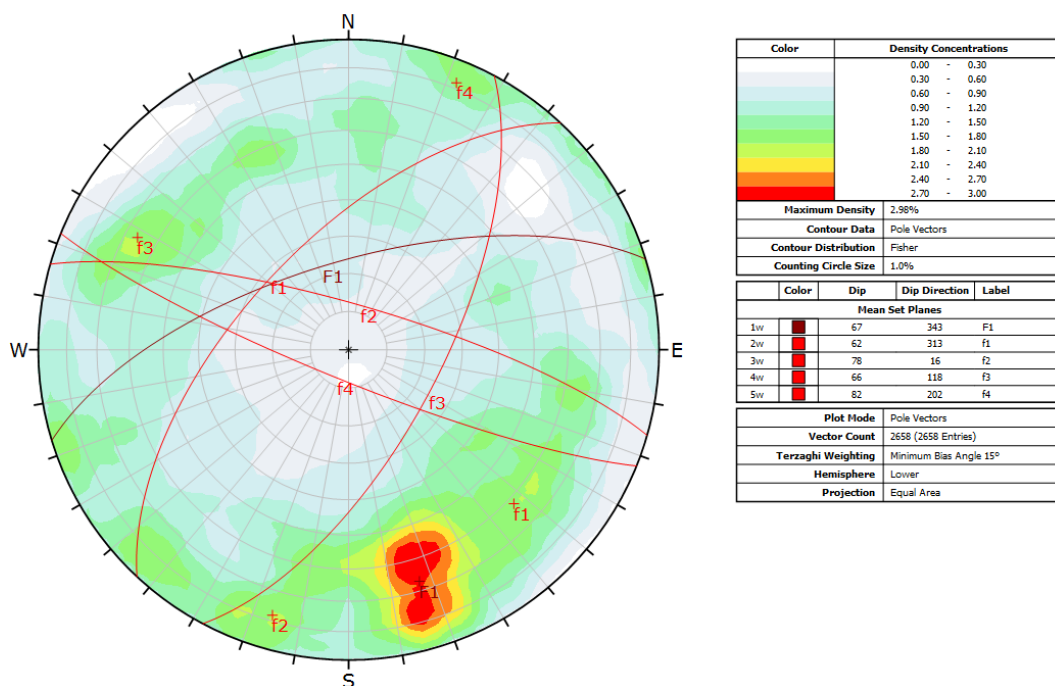


Figura 3

Dominio Geomecánico III - Análisis Estereográfico de Familia de Juntas.

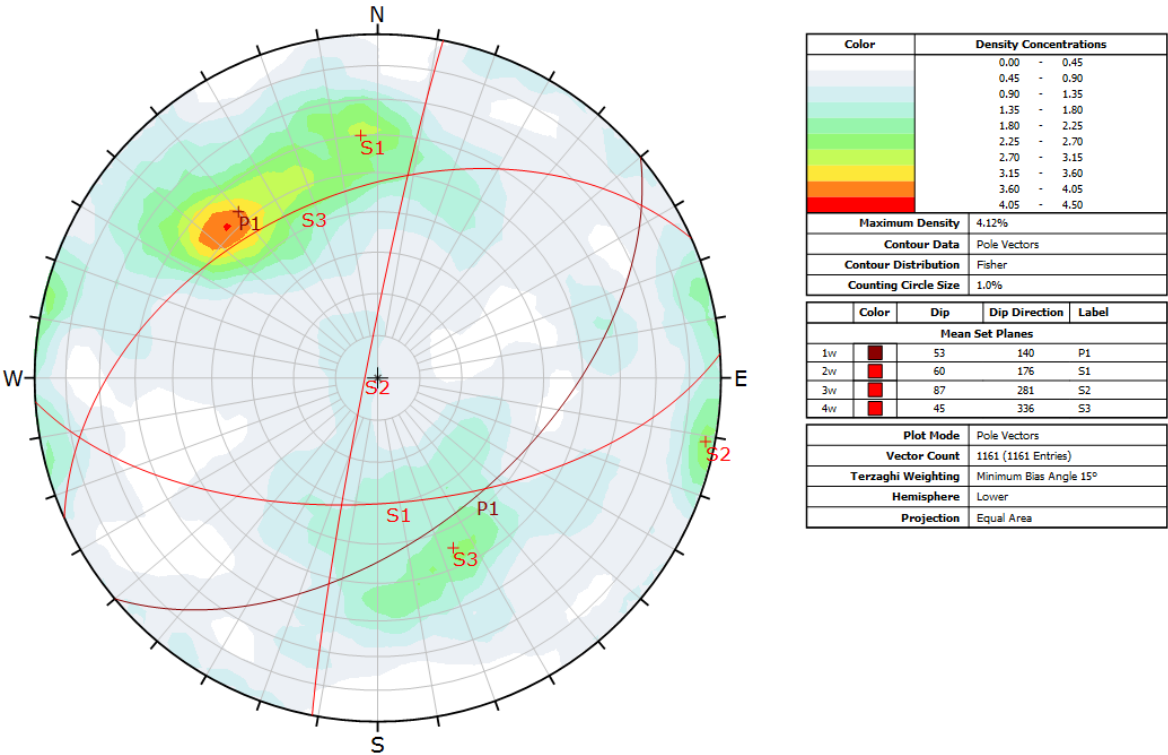
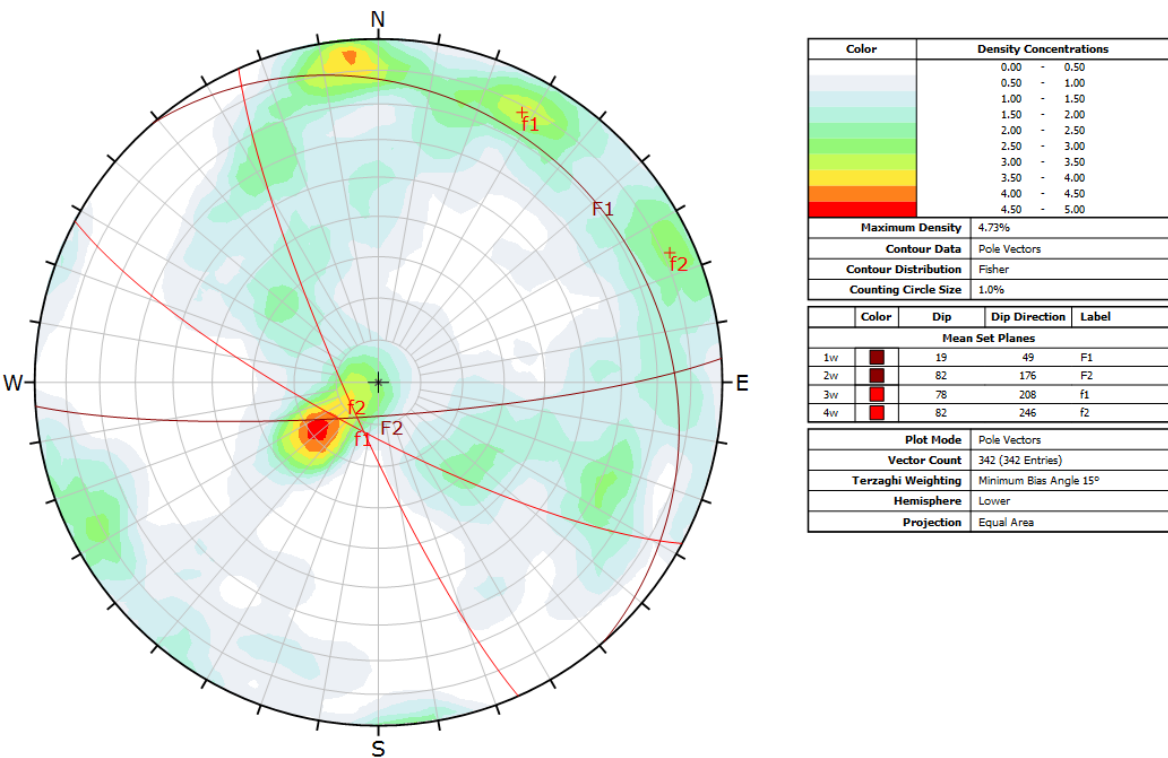


Figura 4

Dominio Geomecánico IV - Análisis Estereográfico de Familia de Juntas.



Anexo 4: Análisis cinemático de mecanismo de falla planar

Figura 1

Dominio Geomecánico I - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Roca Inalterada, alteración propilítica y filica - Talud 65°/310°).

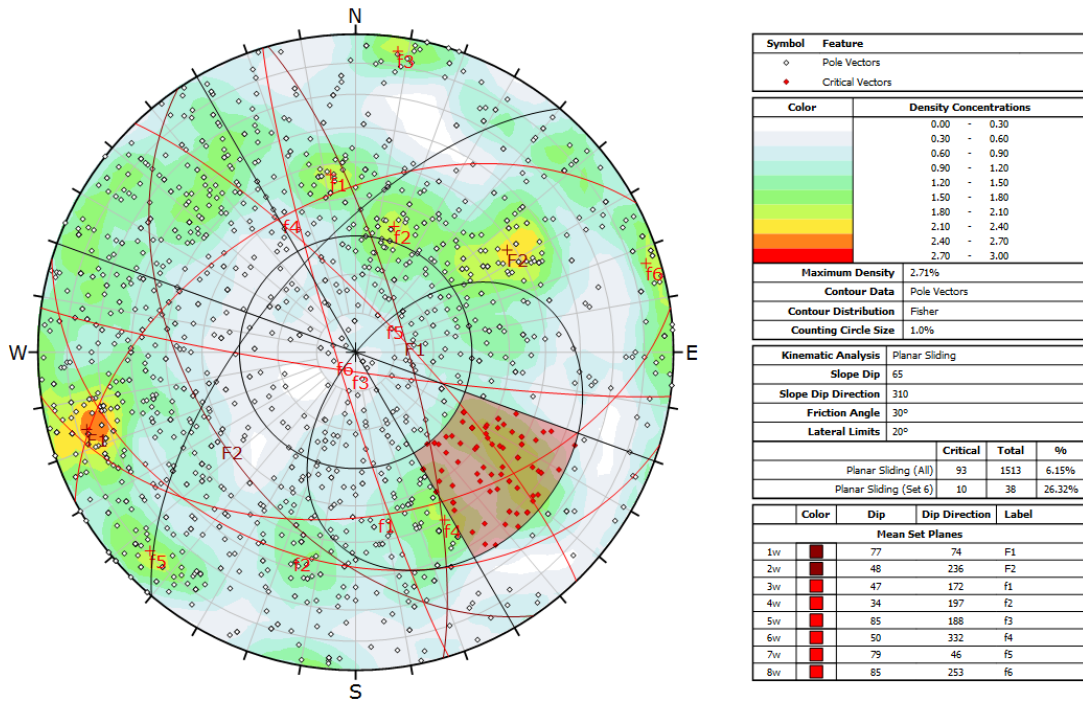


Figura 2

Dominio Geomecánico I - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Alteración Potásica, Propilítica y Filica - Talud 65°/276°).

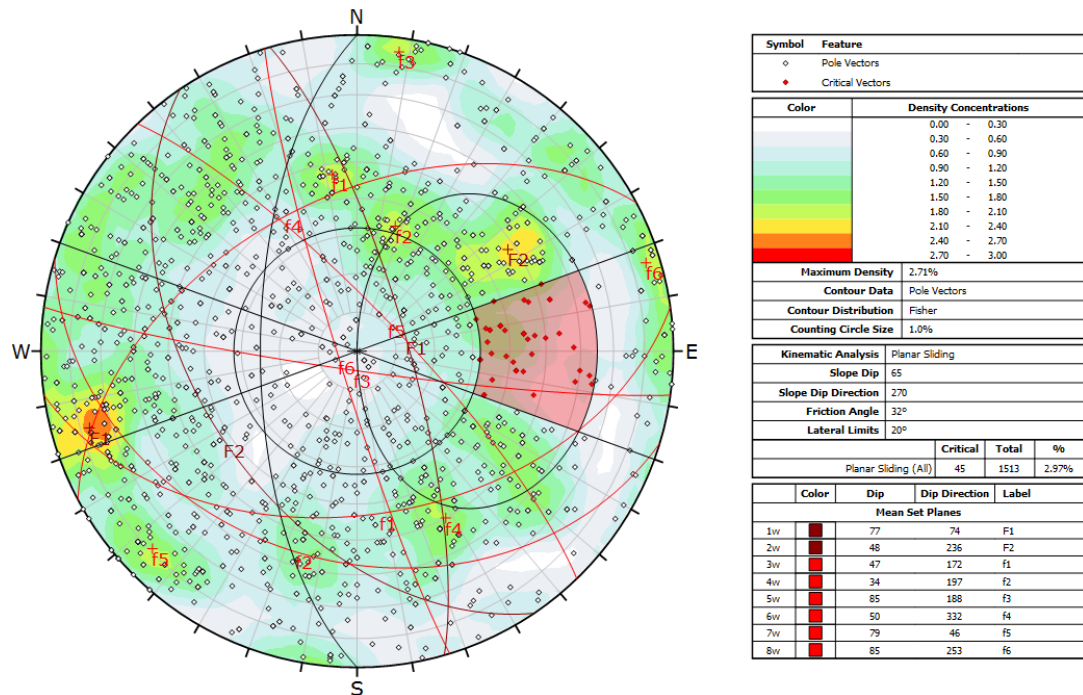


Figura 3

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Fílica - Talud 65°/35°).

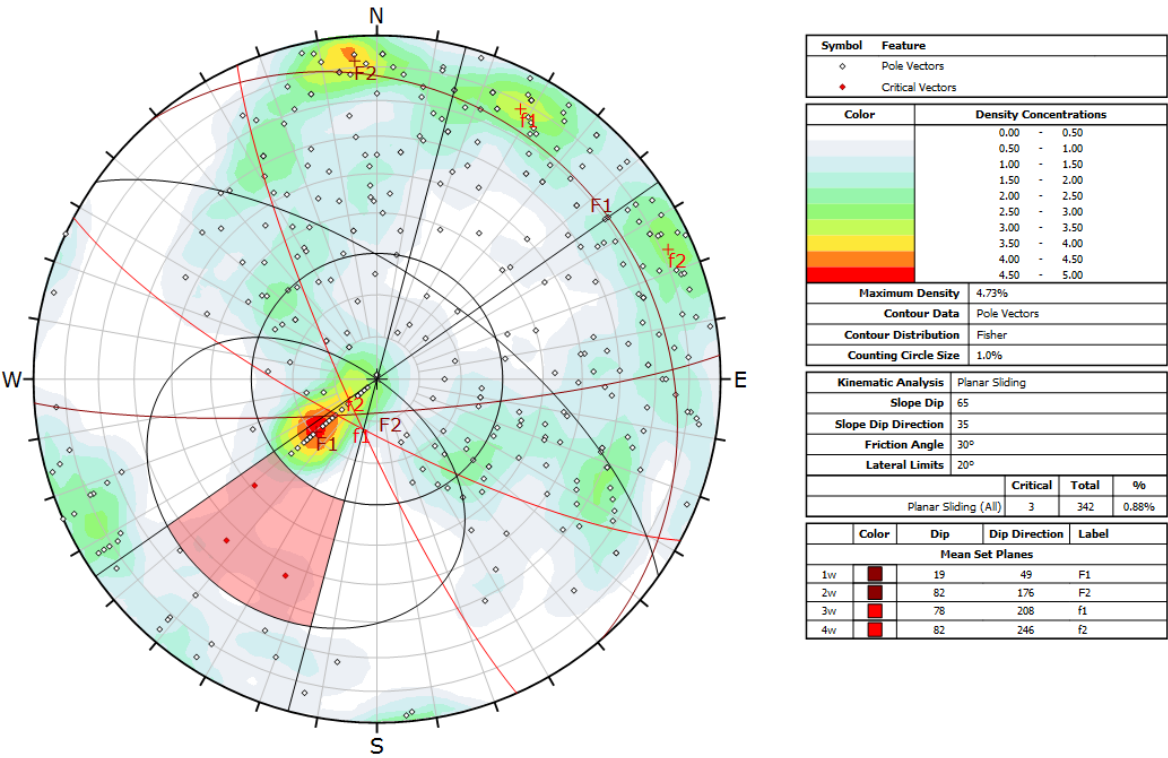


Figura 4

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Roca Inalterada - Talud 65°/35°).

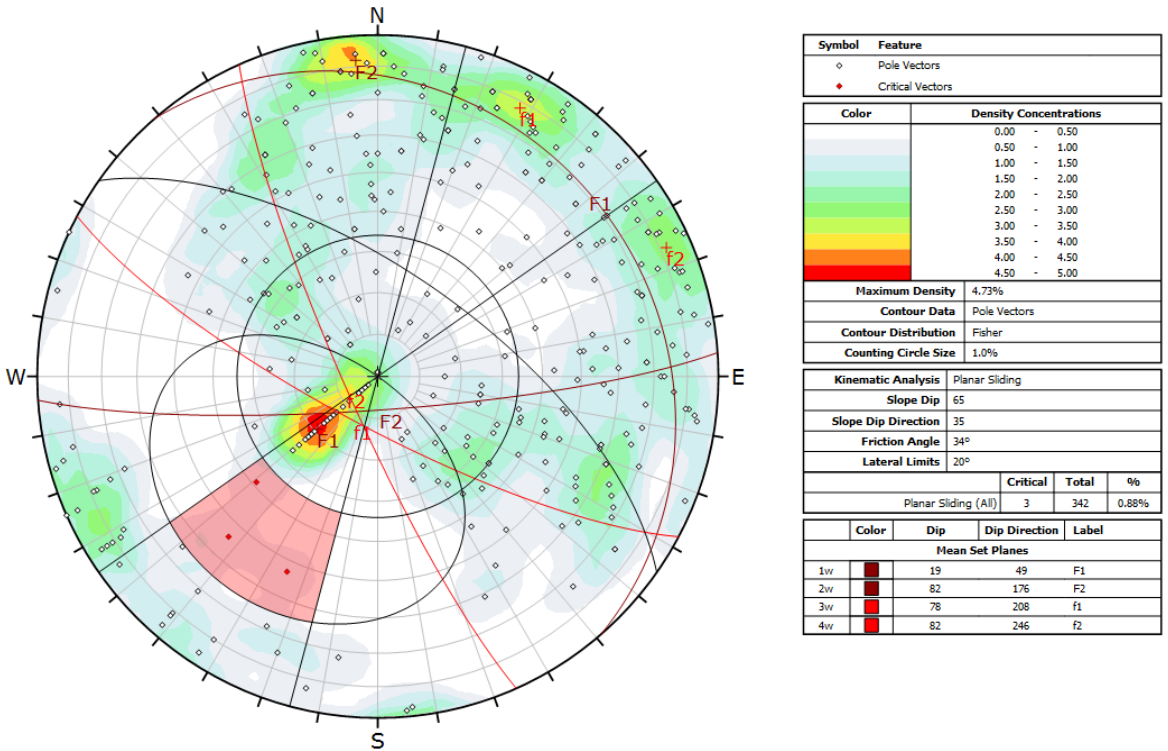


Figura 5

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Roca Inalterada - Talud 65°/340°).

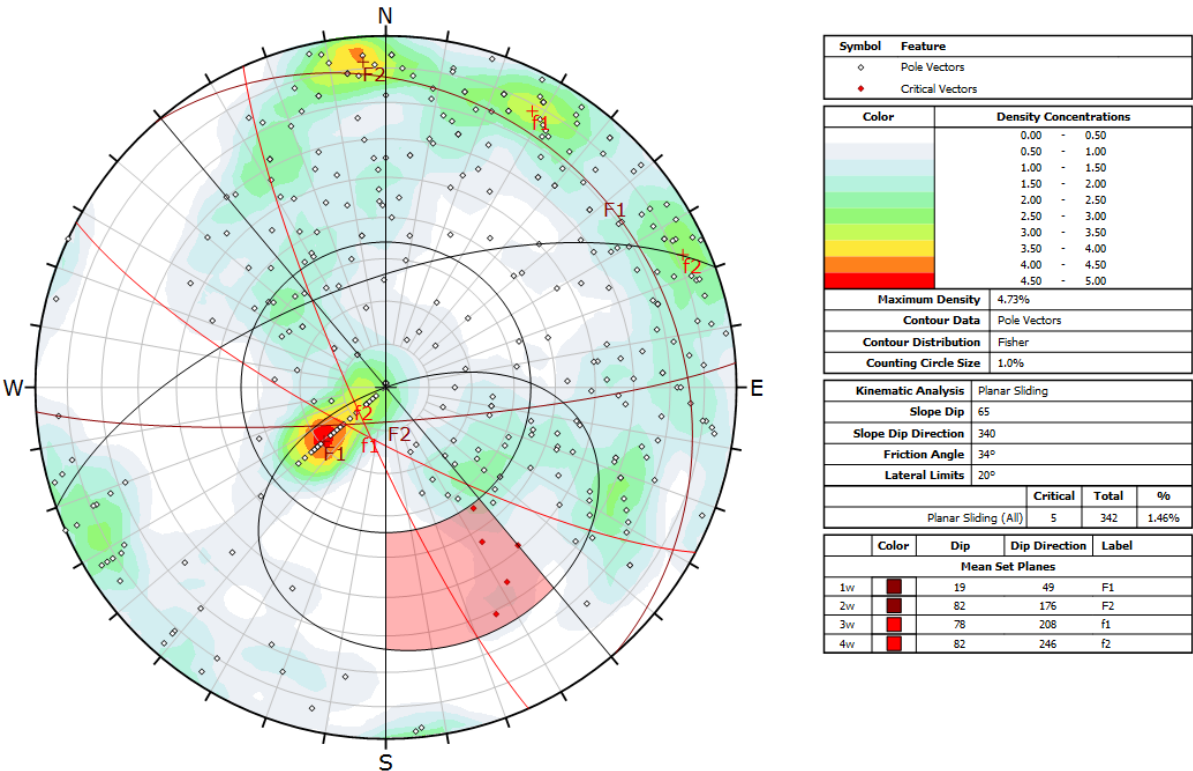


Figura 6

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Alteración Propilítica y skarn - Talud 65°/35°).

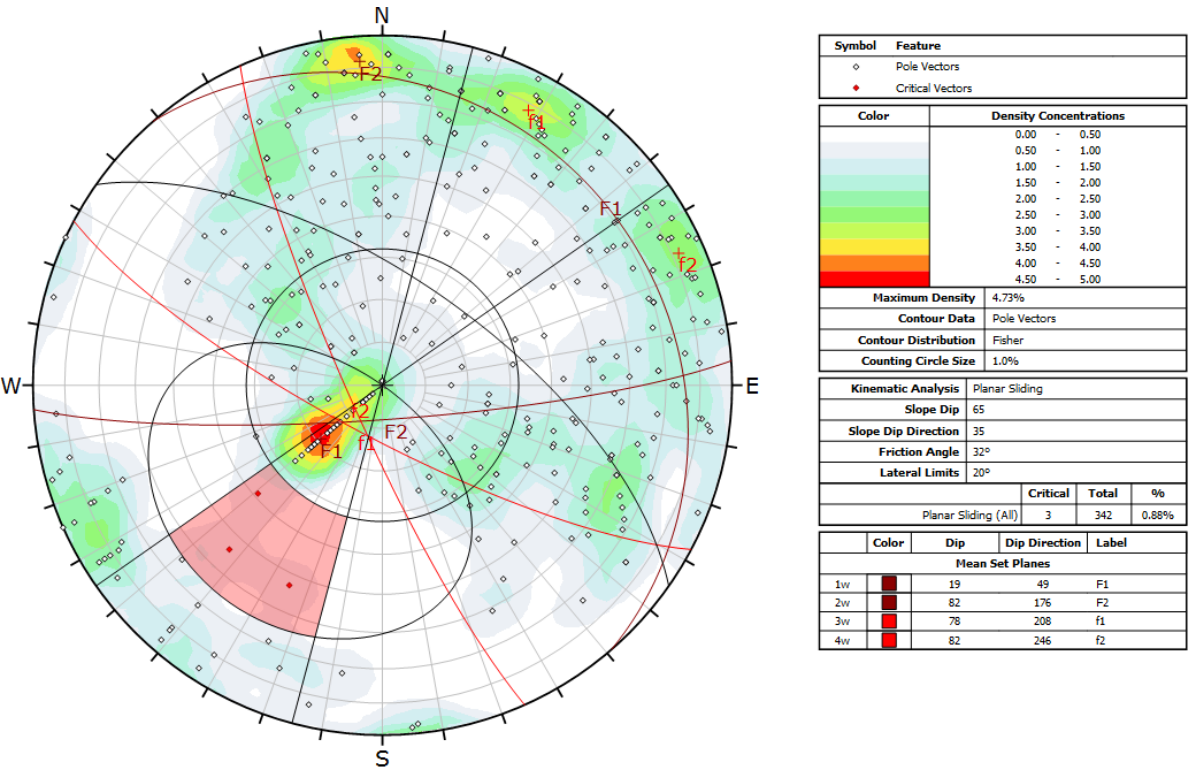
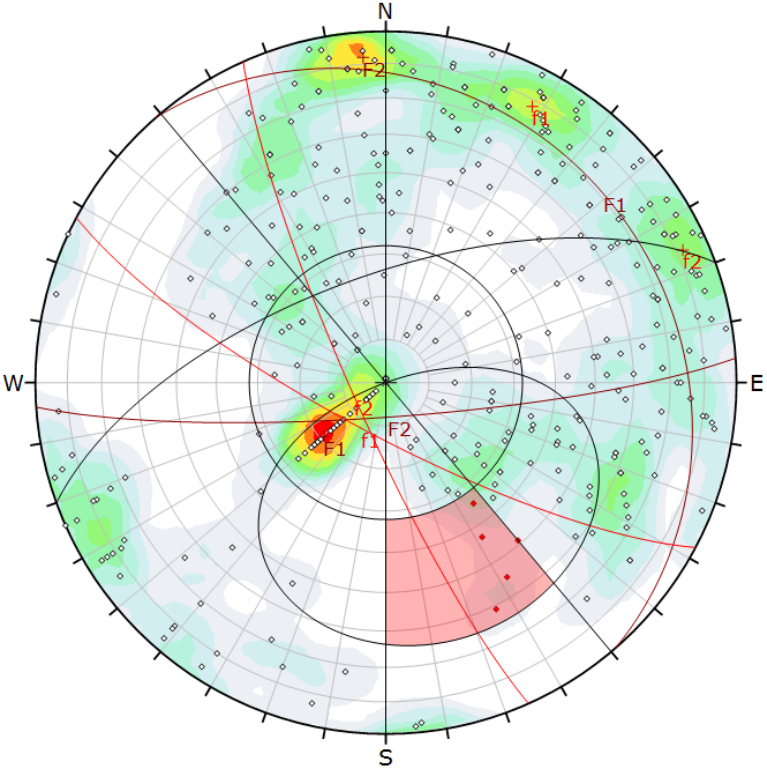


Figura 7

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla Planar (Alteración Propilítica y skarn - Talud 65°/340°).



Symbol	Feature
○	Pole Vectors
●	Critical Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 0.50
	0.50 - 1.00
	1.00 - 1.50
	1.50 - 2.00
	2.00 - 2.50
	2.50 - 3.00
	3.00 - 3.50
	3.50 - 4.00
	4.00 - 4.50
	4.50 - 5.00

Maximum Density	4.73%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Planar Sliding
Slope Dip	65
Slope Dip Direction	340
Friction Angle	32°
Lateral Limits	20°

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	5	342	1.46%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1w	19	49	F1
2w	82	176	F2
3w	78	208	f1
4w	82	246	f2

Anexo 5: Análisis cinemático de mecanismo de falla por cuña

Figura 1

Dominio Geomecánico I - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Alteración Fílica, potásica y propilítica - Talud 65°/276°).

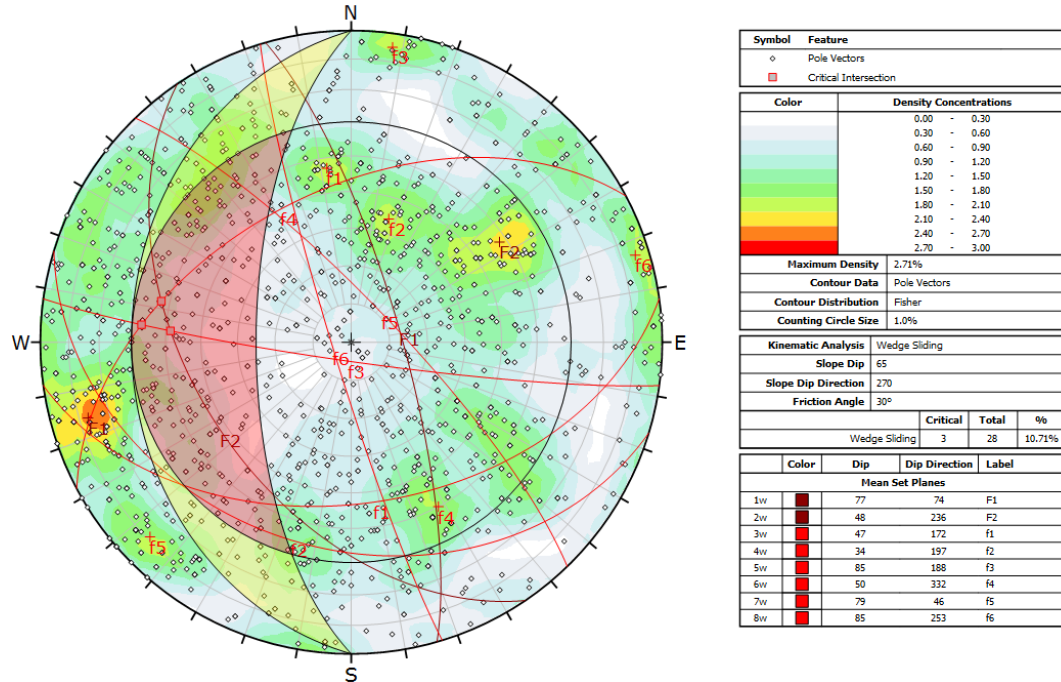


Figura 2

Dominio Geomecánico I - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Roca Inalterada, alteración propilítica y fílica - Talud 65°/310°).

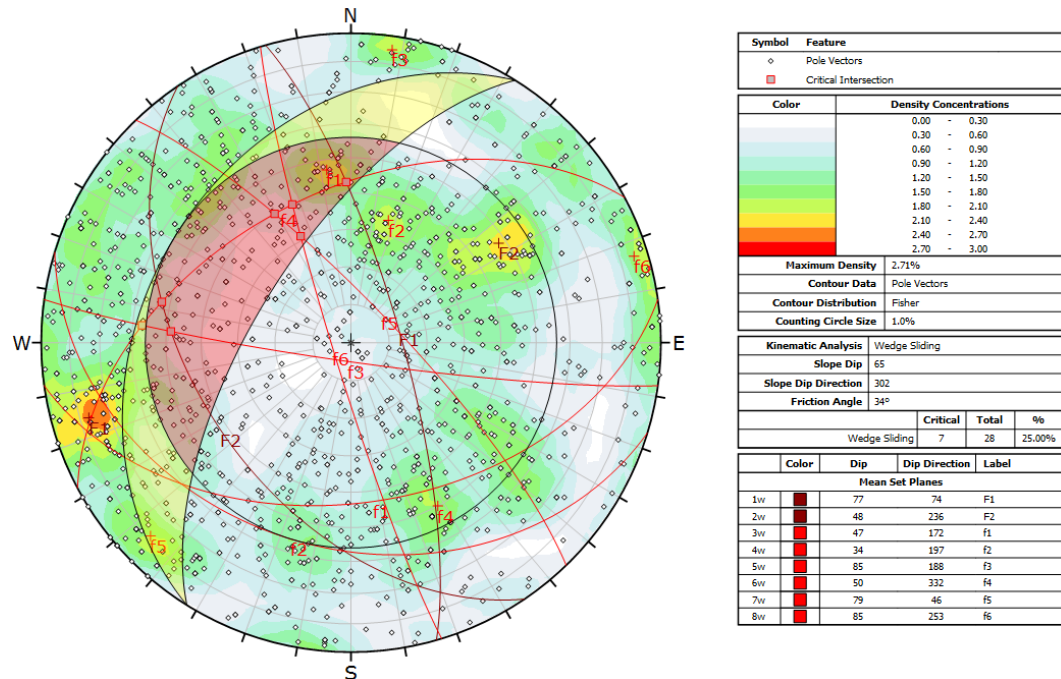


Figura 3

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Alteración Filica - Talud 65°/35°).

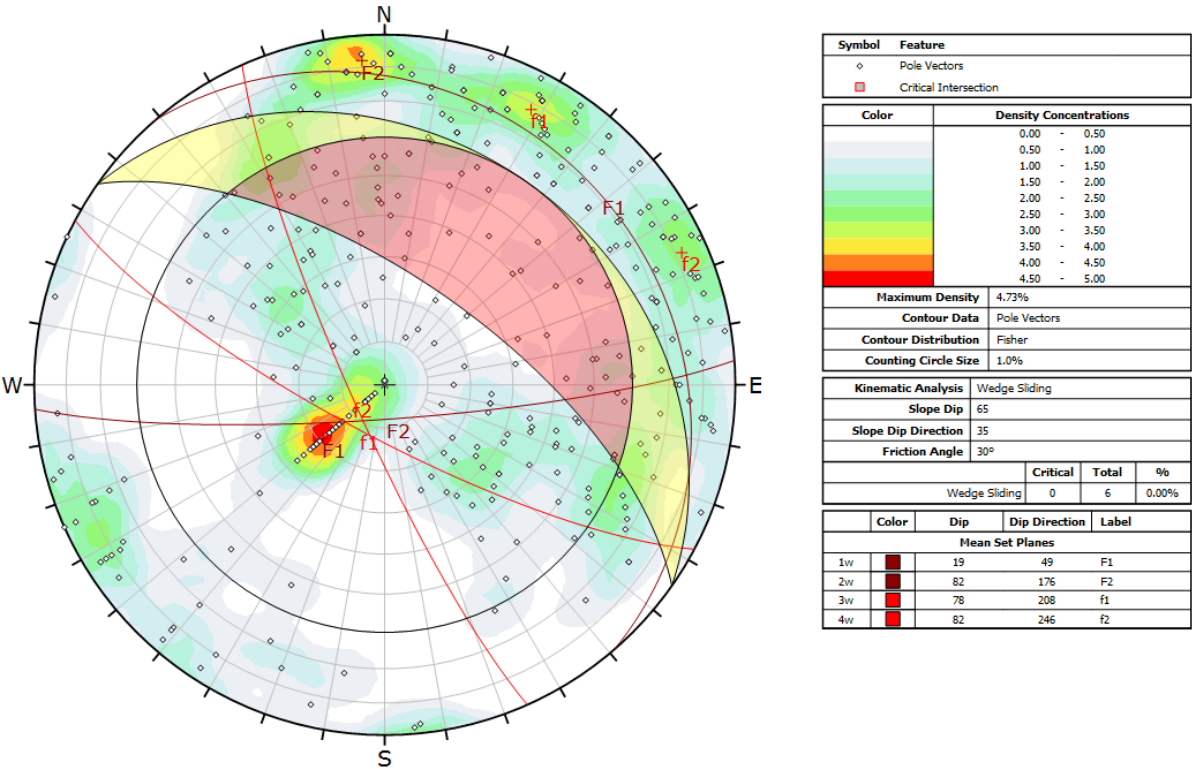


Figura 4

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Roca Inalterada - Talud 65°/35°).

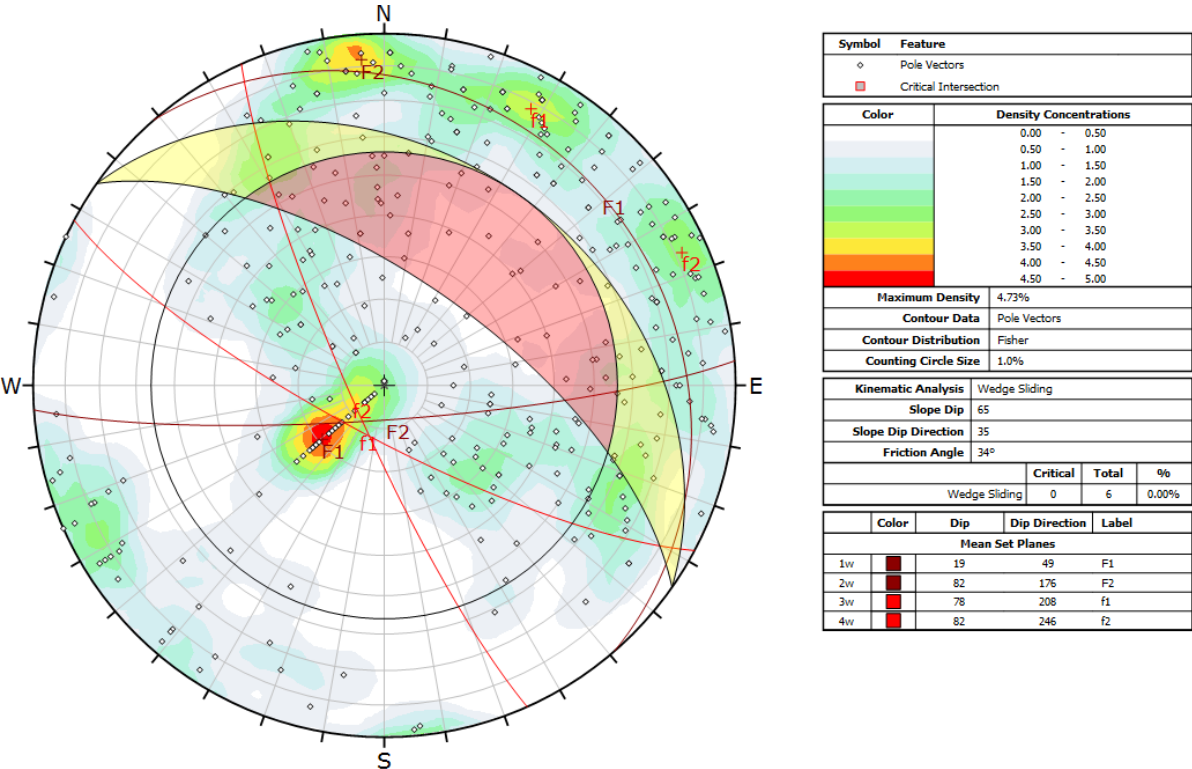


Figura 5

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Roca Inalterada - Talud 340°/35°).

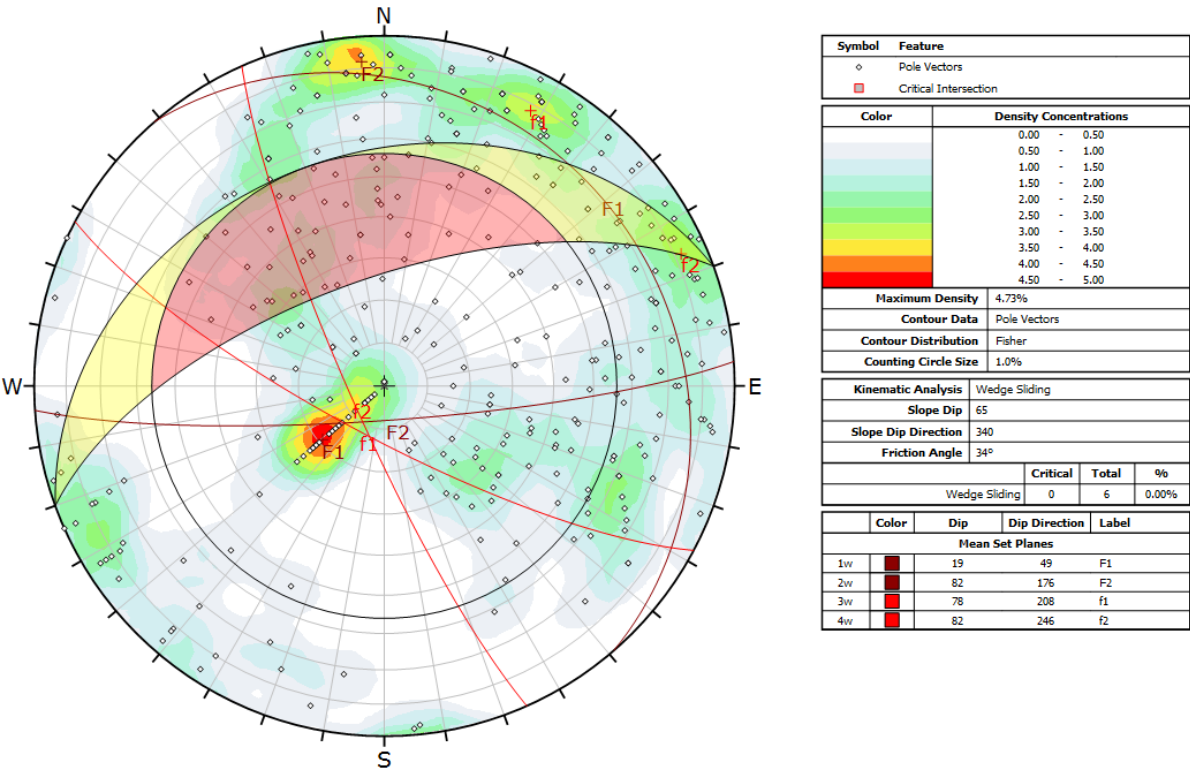


Figura 6

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Alteración Propilítica y skarn - Talud 65°/35°).

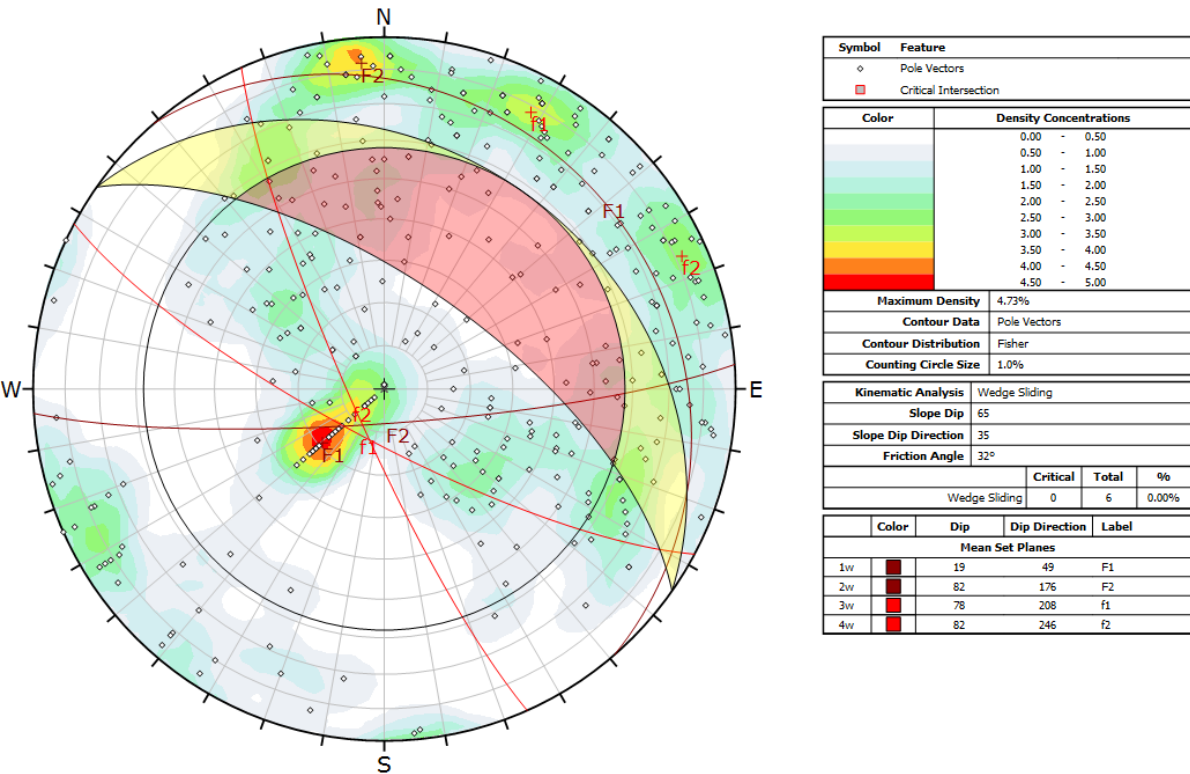
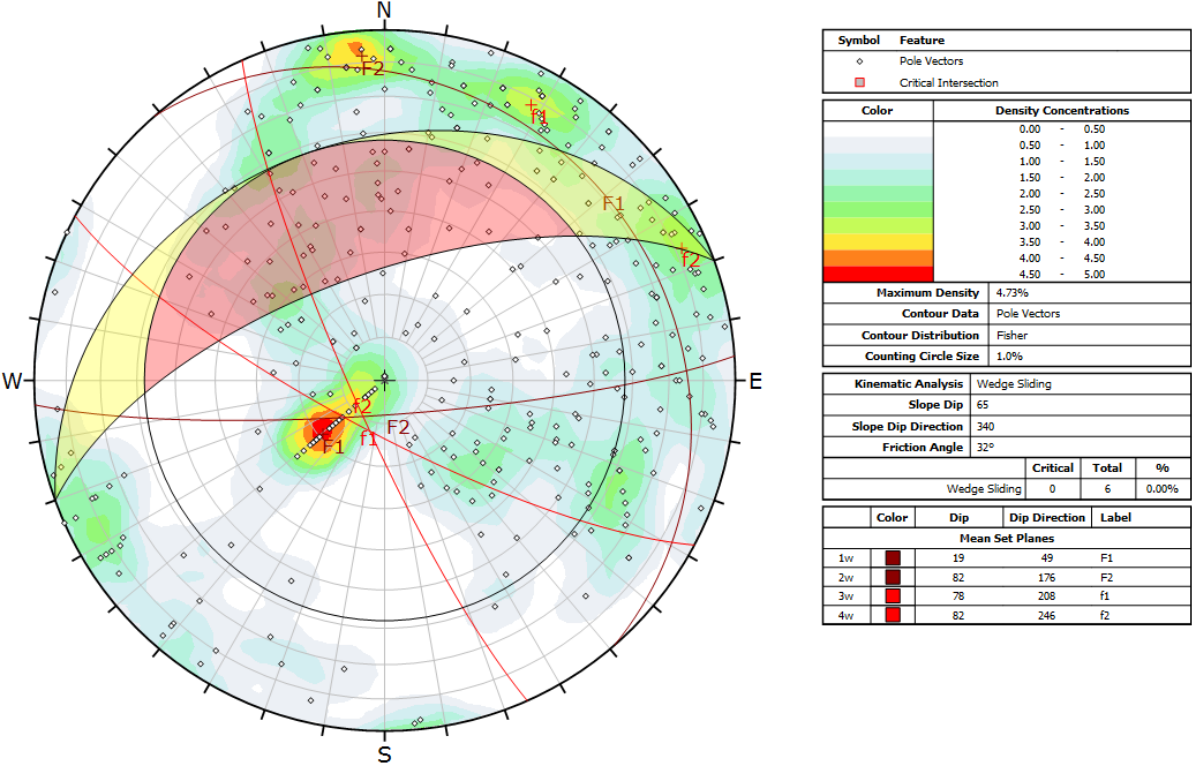


Figura 7

Dominio Geomecánico IV - Diagrama Estereográfico para Falla por Cuña (Alteración Propilítica y skarn - Talud 65°/340°).



Anexo 6: Análisis de estabilidad falla planar

Figura 1

Dominio estructural I (Alteración filica). Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Estático para Mecanismo de Falla Planar.

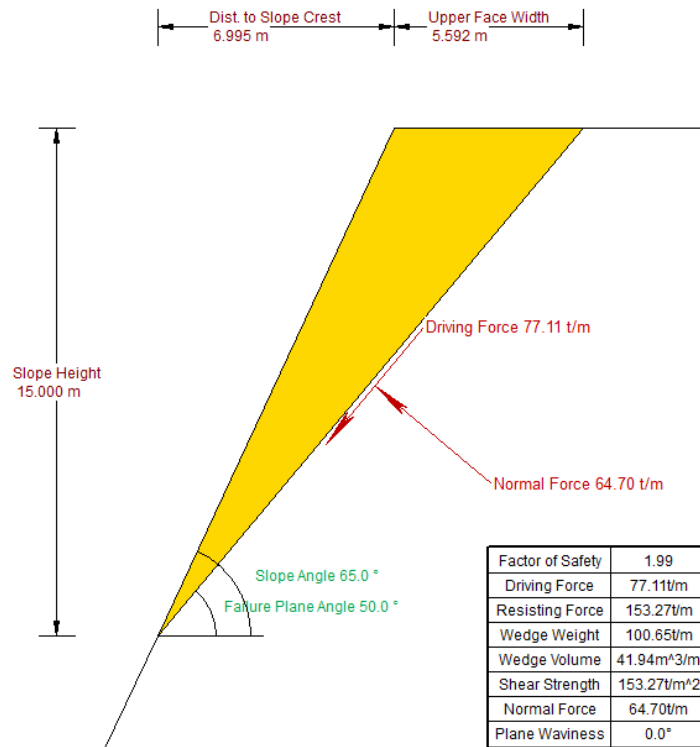


Figura 2

Dominio estructural I (Alteración filica). Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Pseudo-Estático para Mecanismo de Falla Planar.

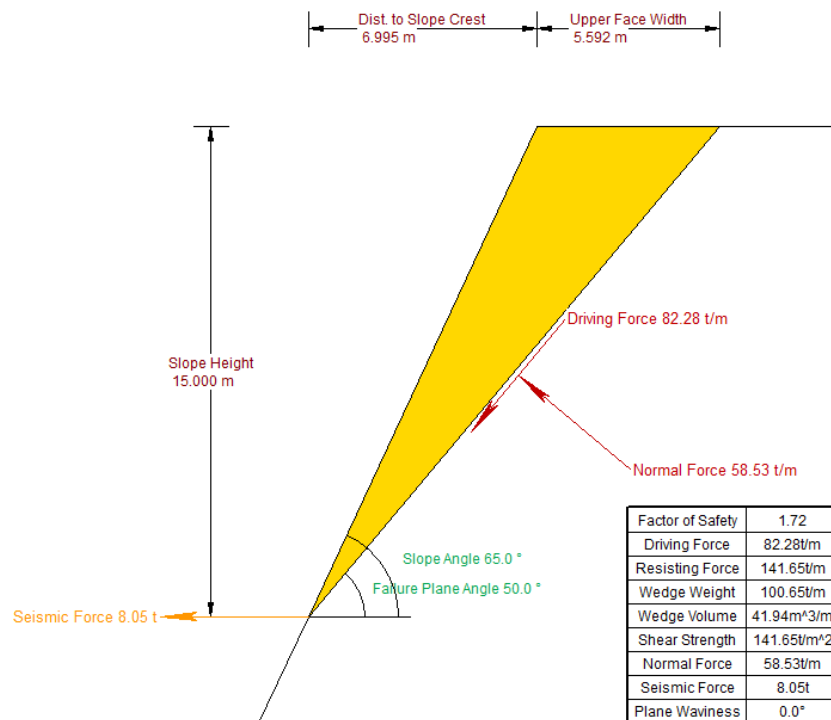


Figura 3

Dominio estructural I (Roca inalterada). Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Estático para Mecanismo de Falla Planar.

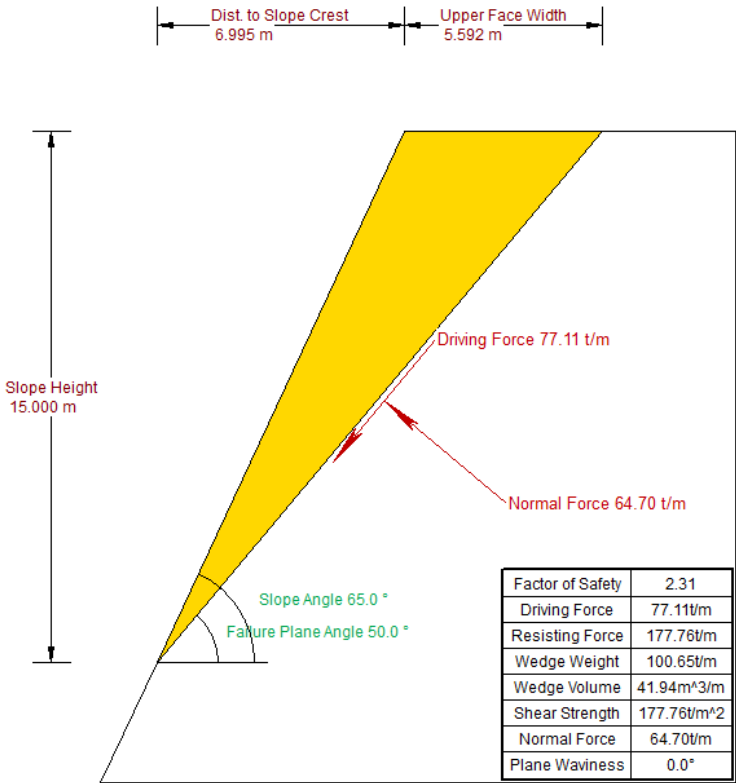


Figura 4

Dominio estructural I (Roca inalterada). Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Pseudo-Estático para Mecanismo de Falla Planar.

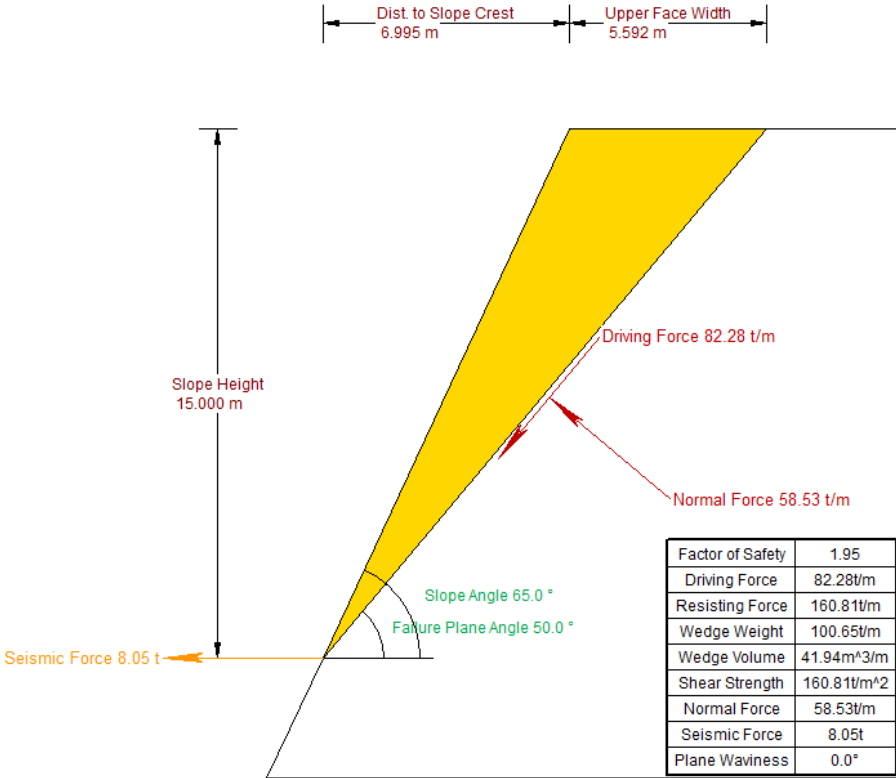


Figura 5

*Dominio estructural I (Alteración propilítica). Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°;
Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Estático para Mecanismo de Falla Planar.*

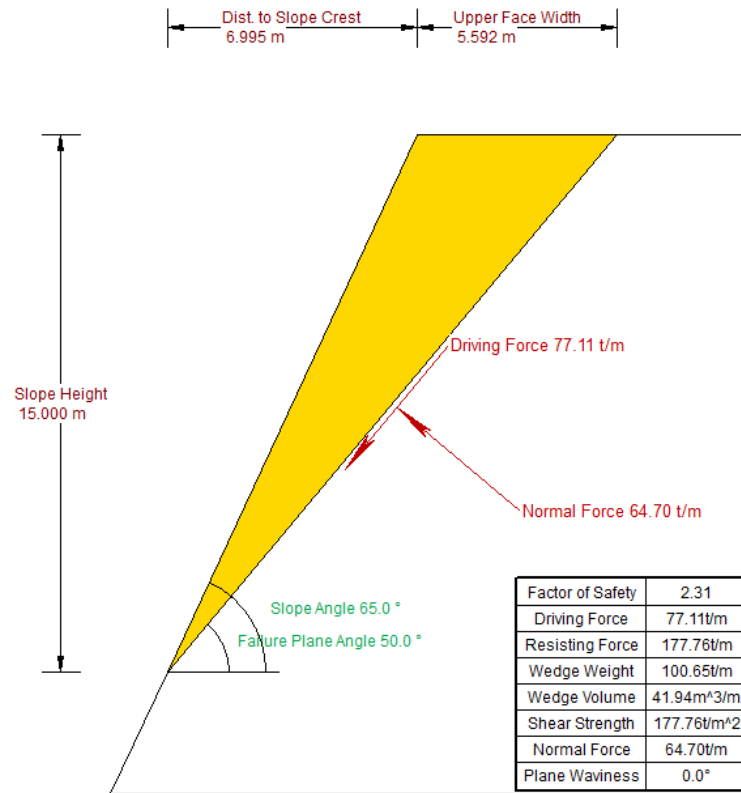
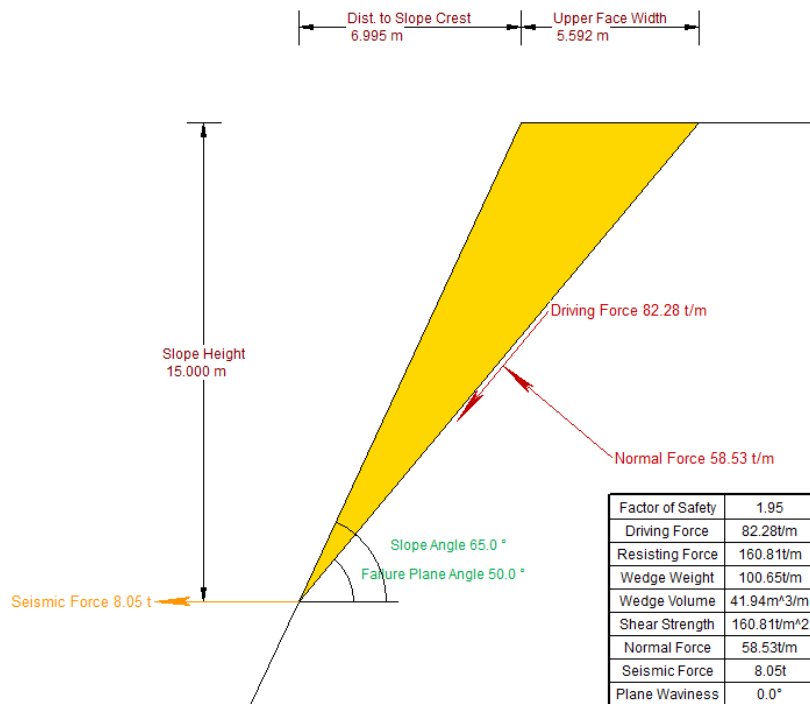


Figura 6

*Dominio estructural I (Alteración propilítica). Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°;
Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Pseudo-Estático para Mecanismo de Falla Planar.*



Anexo 7: Análisis de estabilidad falla por cuña

Figura 1

Dominio Geomecánico I - Alteración Filica/Potásica/Propilítica. Talud: Dip/Dip.Direc. = $65^{\circ}/276^{\circ}$; Discontinuidad F2: Dip/Dip.Direc. = $48^{\circ}/236^{\circ}$ y Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = $50^{\circ}/332^{\circ}$. Análisis Estático: FS = 3.41/4.31/4.31 y Pseudoestático: FS = 2.94/3.67/3.67.

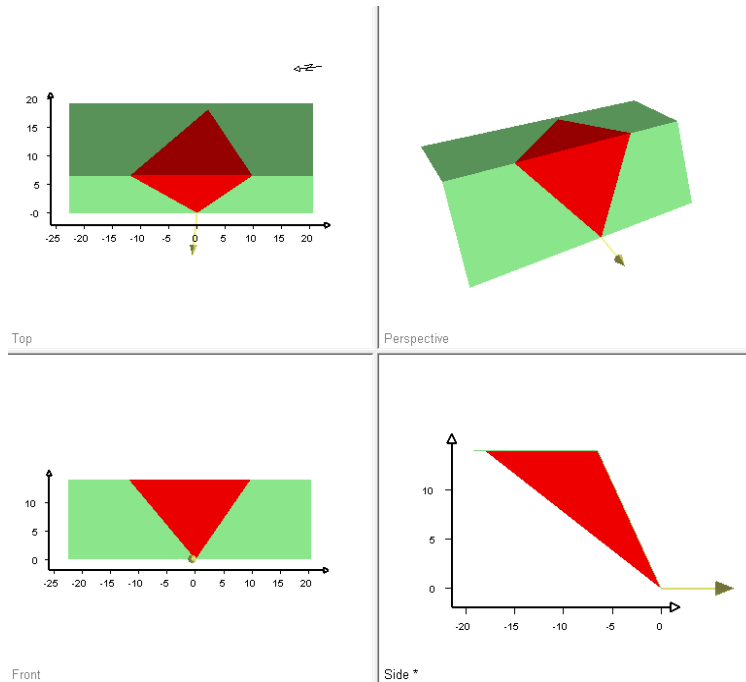


Figura 2

Dominio Geomecánico I - Alteración Filica/Potásica/Propilítica. Talud: Dip/Dip.Direc. = $65^{\circ}/276^{\circ}$; Discontinuidad F2: Dip/Dip.Direc. = $48^{\circ}/236^{\circ}$ y Discontinuidad f3: Dip/Dip.Direc. = $85^{\circ}/188^{\circ}$. Análisis Estático: FS = 4.48/5.42/5.42 y Pseudoestático: FS = 3.87/4.62/4.62.

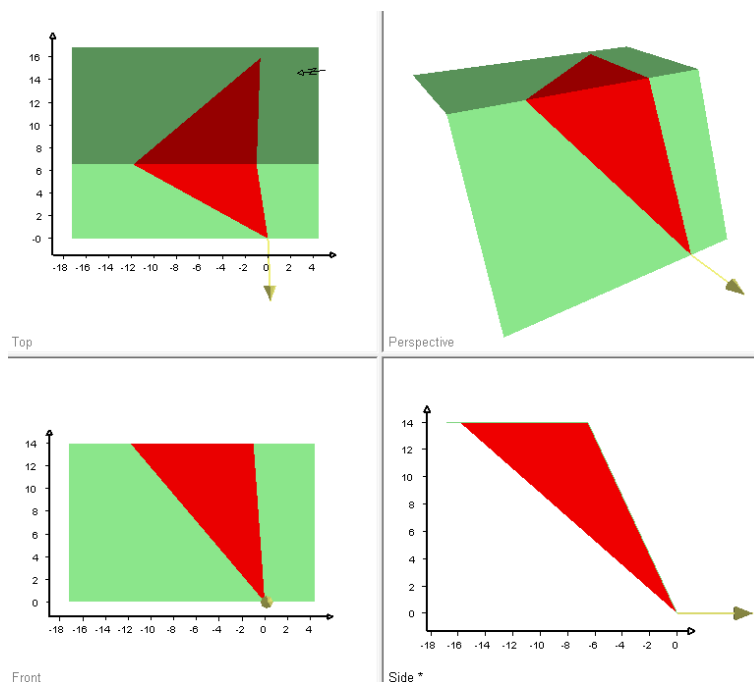


Figura 3

Dominio Geomecánico I - Fílica/Potásica/Propilítica. Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/276°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332° y Discontinuidad f3: Dip/Dip.Direc. = 85°/188°. Análisis Estático: FS = 6.45/8.44/8.44 y Pseudoestático: FS = 5.50/7.12/7.12.

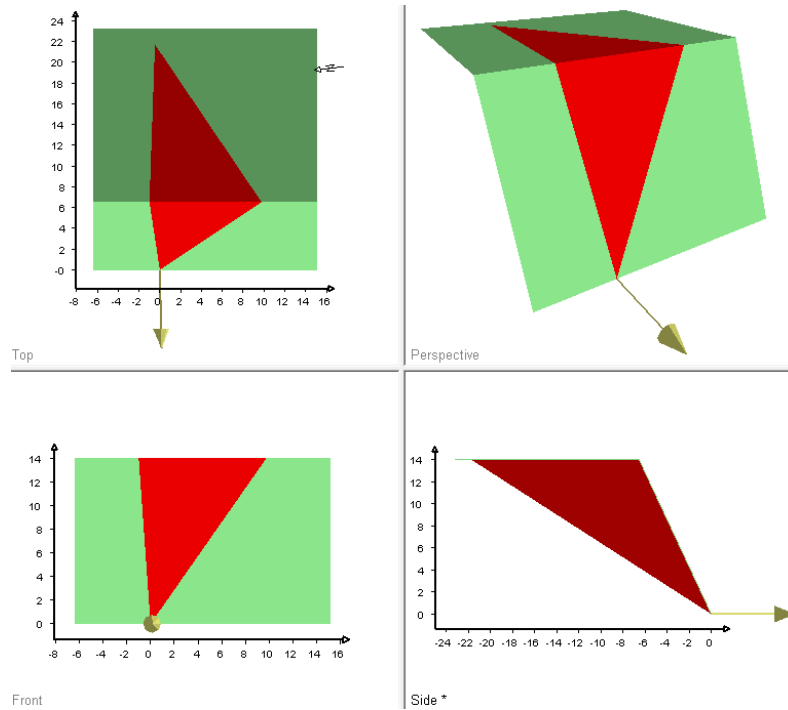


Figura 4

Dominio Geomecánico I - Inalterada/Propilítica/Fílica. Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad F2: Dip/Dip.Direc. = 48°/236° y Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332°. Análisis Estático: FS = 4.31/4.31/3.44 y Pseudoestático: FS = 3.67/3.67/2.96.

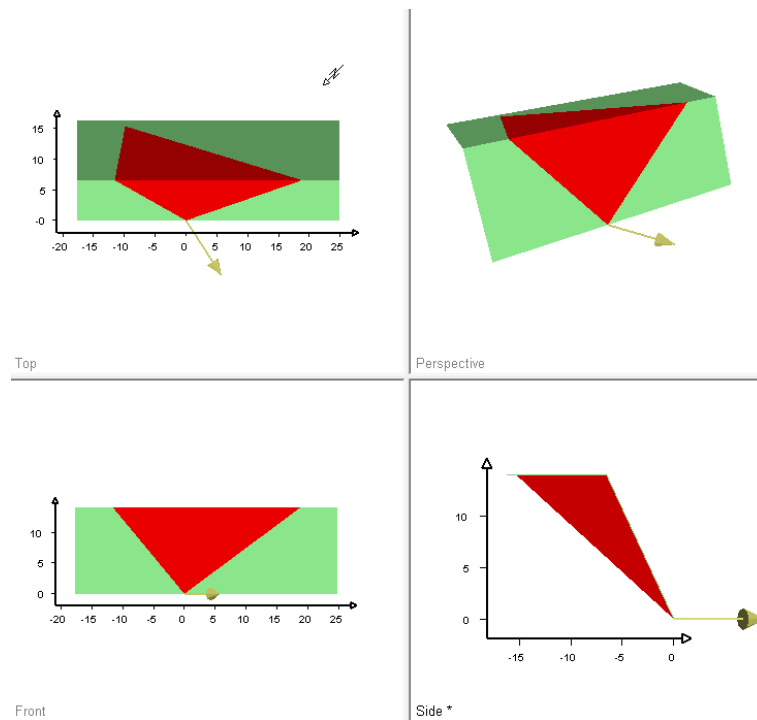


Figura 5

Dominio Geomecánico I - Inalterada/Propilítica/Fílica. Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad F2: Dip/Dip.Direc. = 48°/236° y Discontinuidad f3: Dip/Dip.Direc. = 85°/188°. Análisis Estático: FS = 5.42/5.42/4.95 y Pseudoestático: FS = 4.62/4.62/4.26.

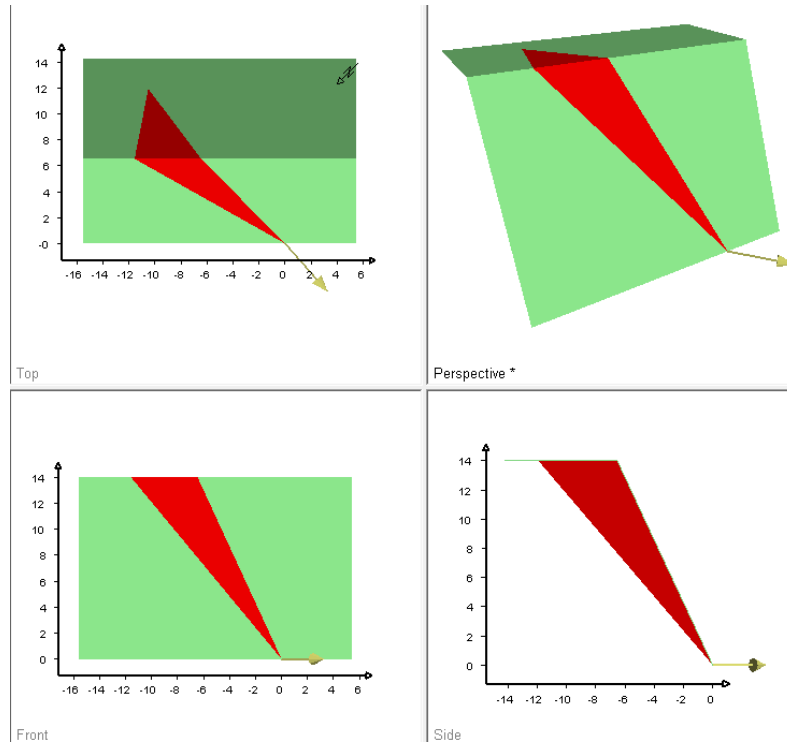


Figura 6

Dominio Geomecánico I - Inalterada/Propilítica/Fílica. Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332° y Discontinuidad F1: Dip/Dip.Direc. = 77°/74°. Análisis Estático: FS = 2.31/2.31/2.31 y Pseudoestático: FS = 1.99/1.99/1.99.

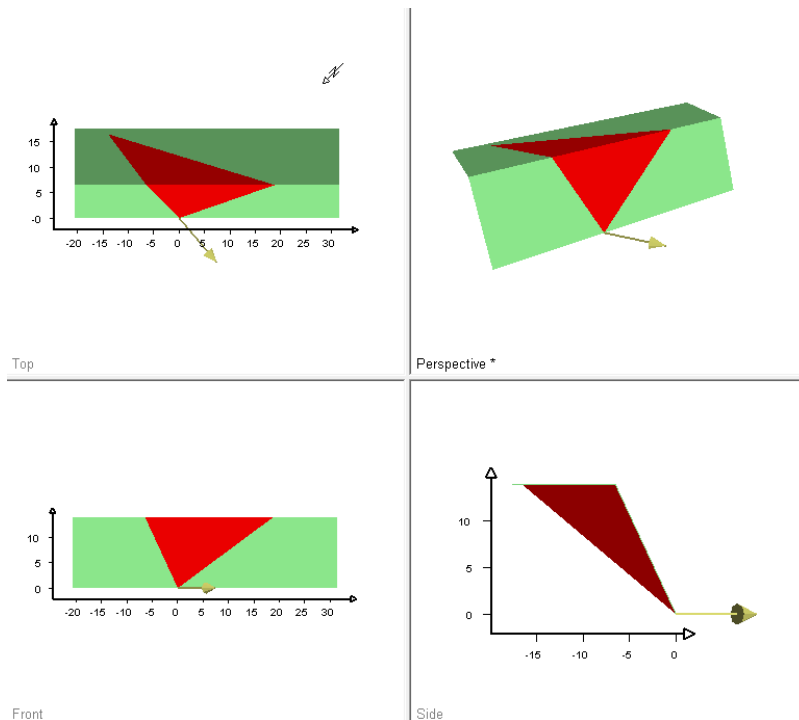


Figura 7

Dominio Geomecánico I - Inalterada/Propilítica/Fílica. Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = 50°/332° y Discontinuidad f5: Dip/Dip.Direc. = 79°/46°. Análisis Estático: FS = 2.42/2.42/2.36 y Pseudoestático: FS = 2.05/2.05/2.05.

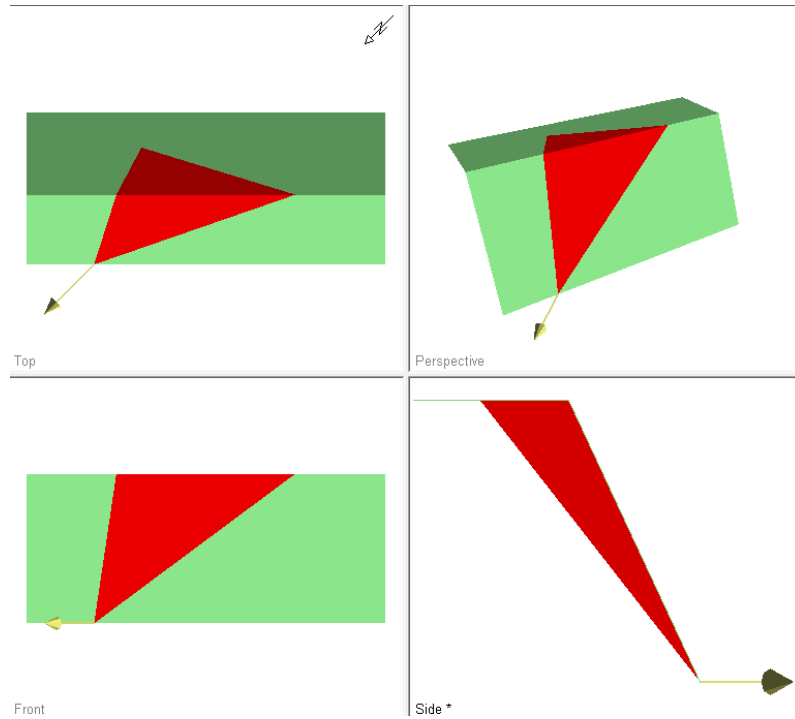


Figura 8

Dominio Geomecánico I - Inalterada/Propilítica/Fílica. Talud: Dip/Dip.Direc. = 65°/310°; Discontinuidad f5: Dip/Dip.Direc. = 79°/46° y Discontinuidad f6: Dip/Dip.Direc. = 85°/253°. Análisis Estático: FS = 6.15/6.15/6.15 y Pseudoestático: FS = 5.09/5.09/5.09.

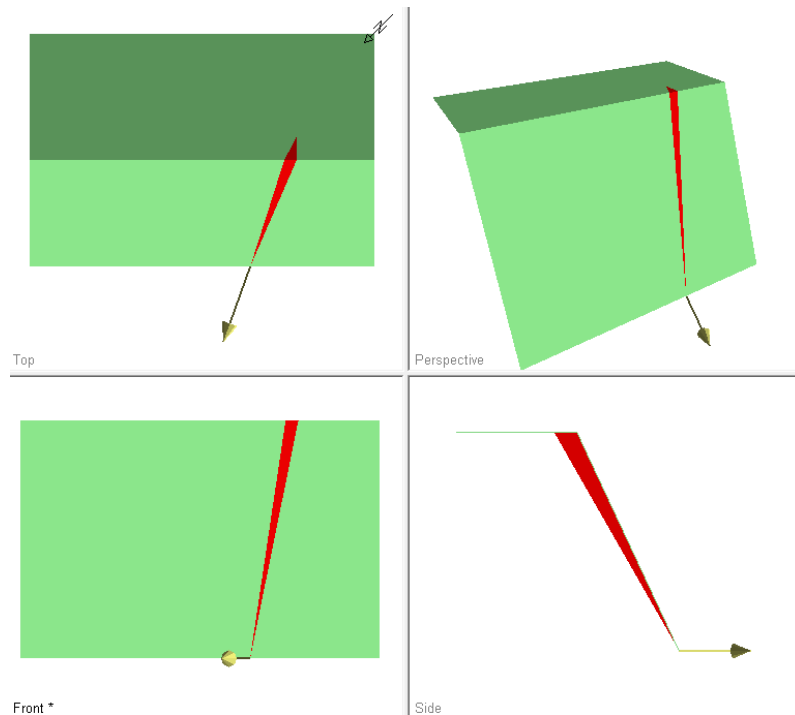
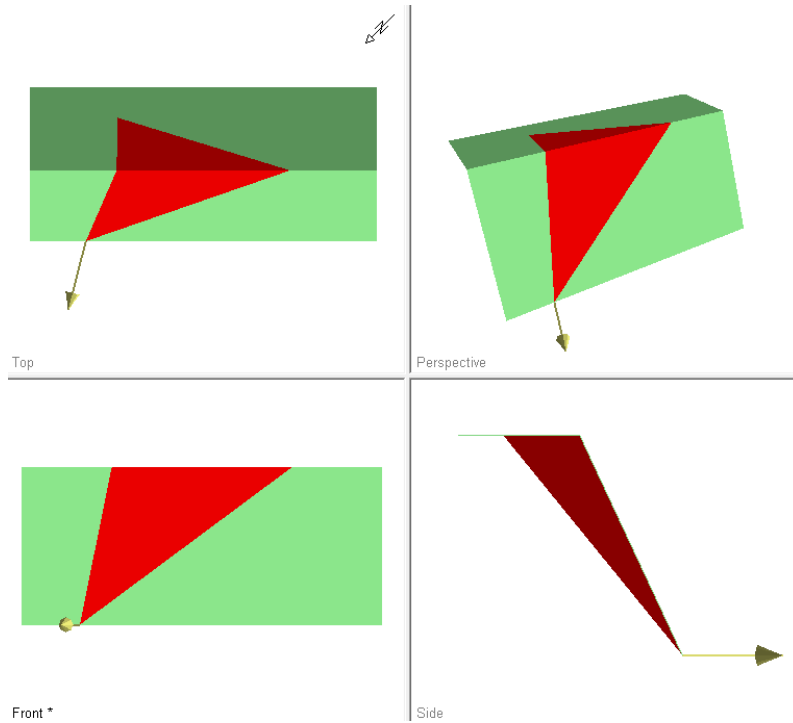


Figura 9

Dominio Geomecánico I - Inalterada/Propilítica/Fílica. Talud: Dip/Dip.Direc. = $65^{\circ}/310^{\circ}$; Discontinuidad f6: Dip/Dip.Direc. = $85^{\circ}/253^{\circ}$ y Discontinuidad f4: Dip/Dip.Direc. = $50^{\circ}/332^{\circ}$. Análisis Estático: FS = 2.31/2.31/2.31 y Pseudoestático: FS = 1.96/1.96/1.96.



Anexo 8: Análisis de sensibilidad de talud interrampa

Figura 1

Alteración filica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 10 m, FS = 1,000 / 0,940 / 0,790 / 0,700

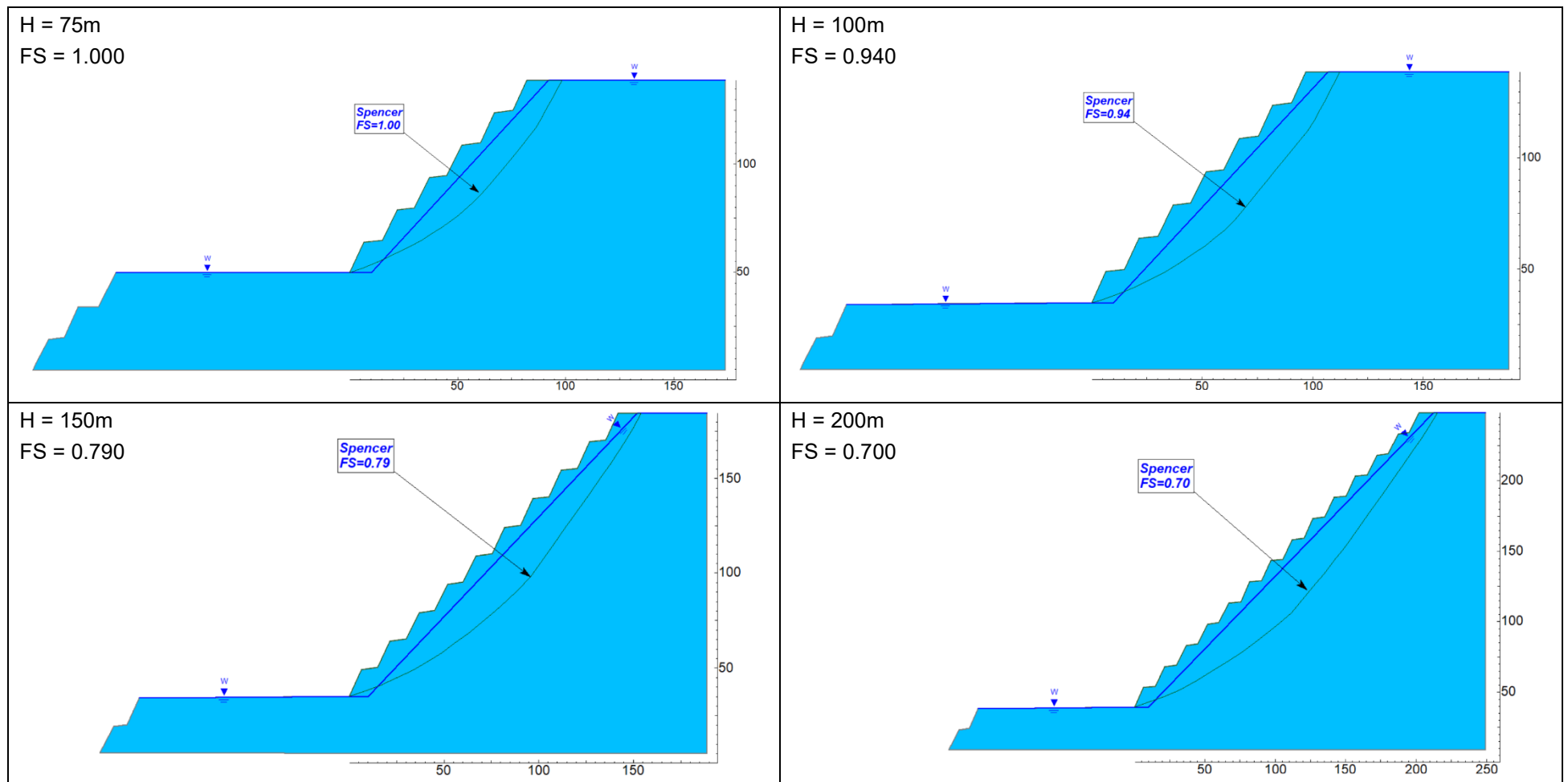


Figura 2

Alteración filica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 20 m, FS = 1,210 / 1,180 / 1,010 / 0,890

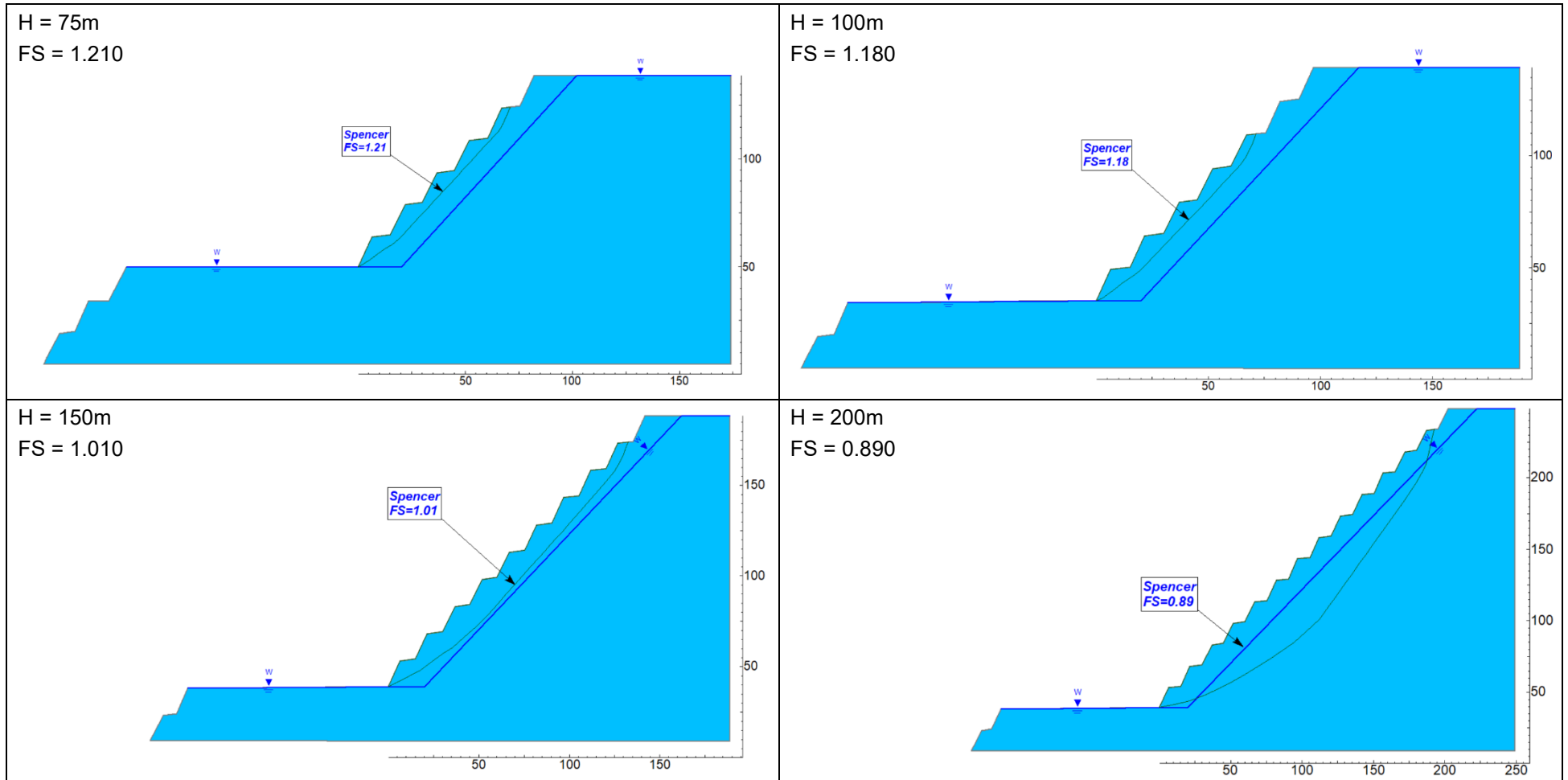


Figura 3

Alteración filica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 30 m, FS = 1,210 / 1,180 / 1,080 / 0,990

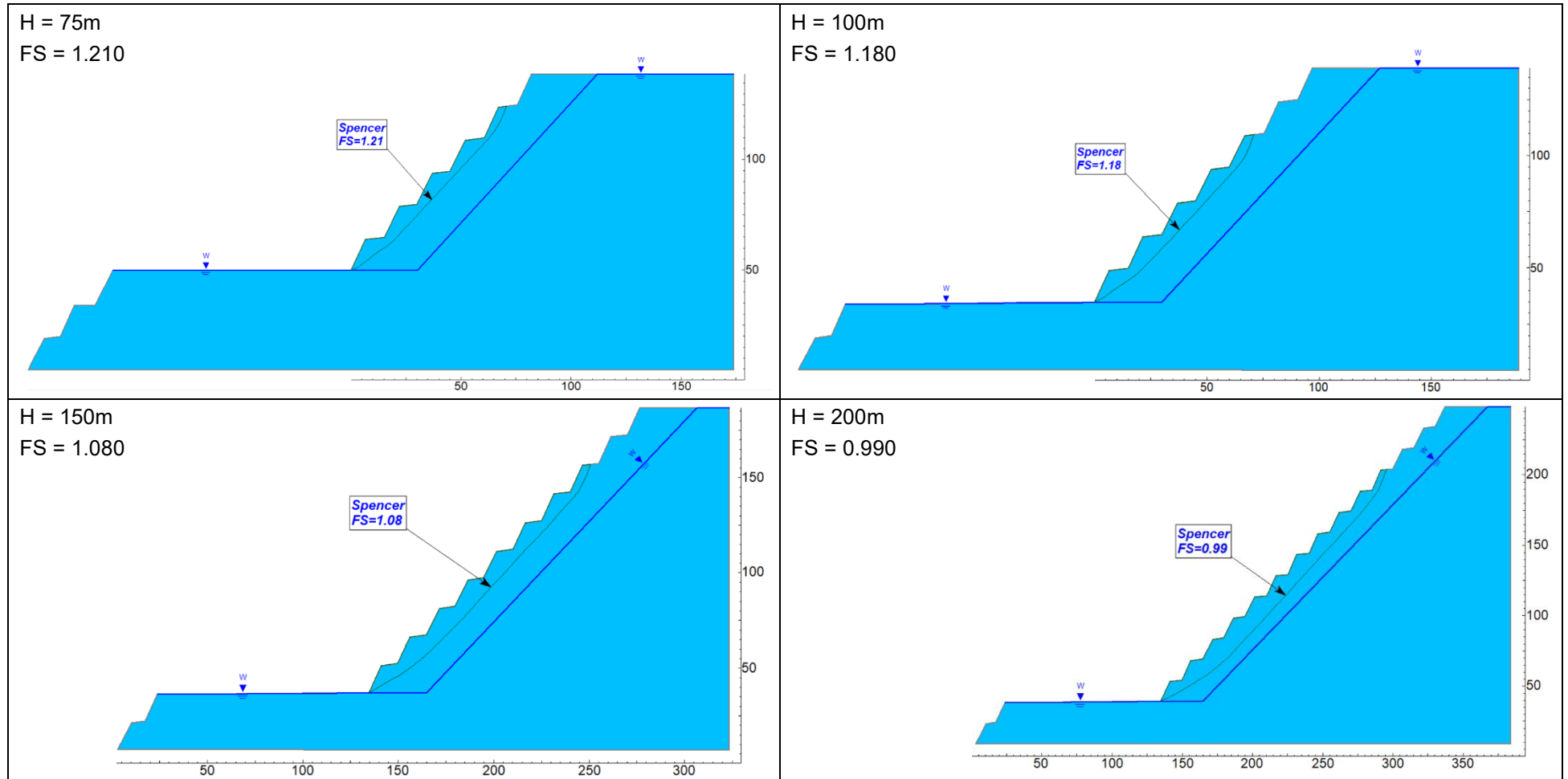


Figura 4

Alteración filica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 40 m, FS = 1,210 / 1,180 / 1,080 / 0,905

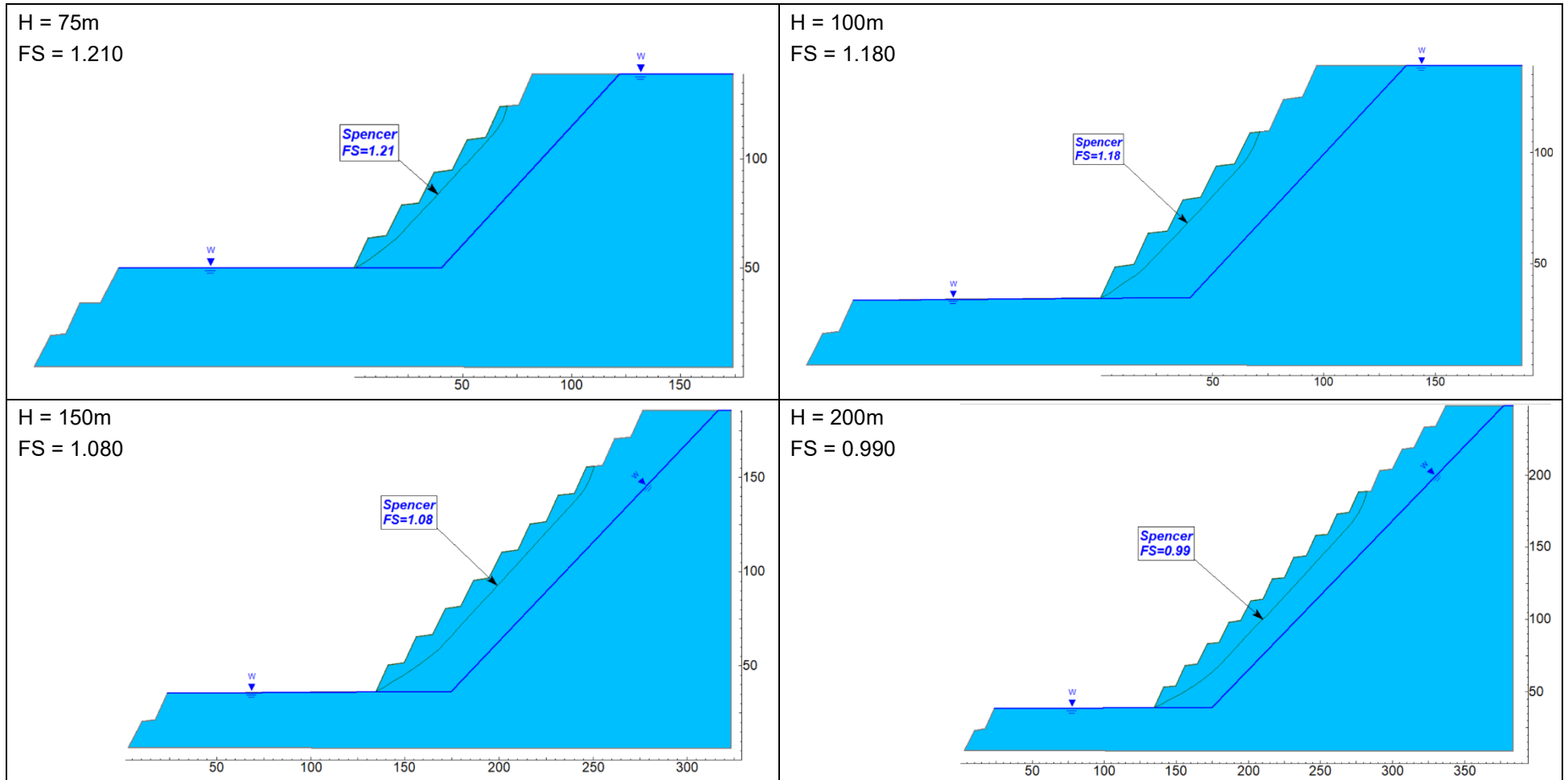


Figura 5

Roca intalterada - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 10 m, FS = 1,240 / 1,110 / 0,950 / 0,850

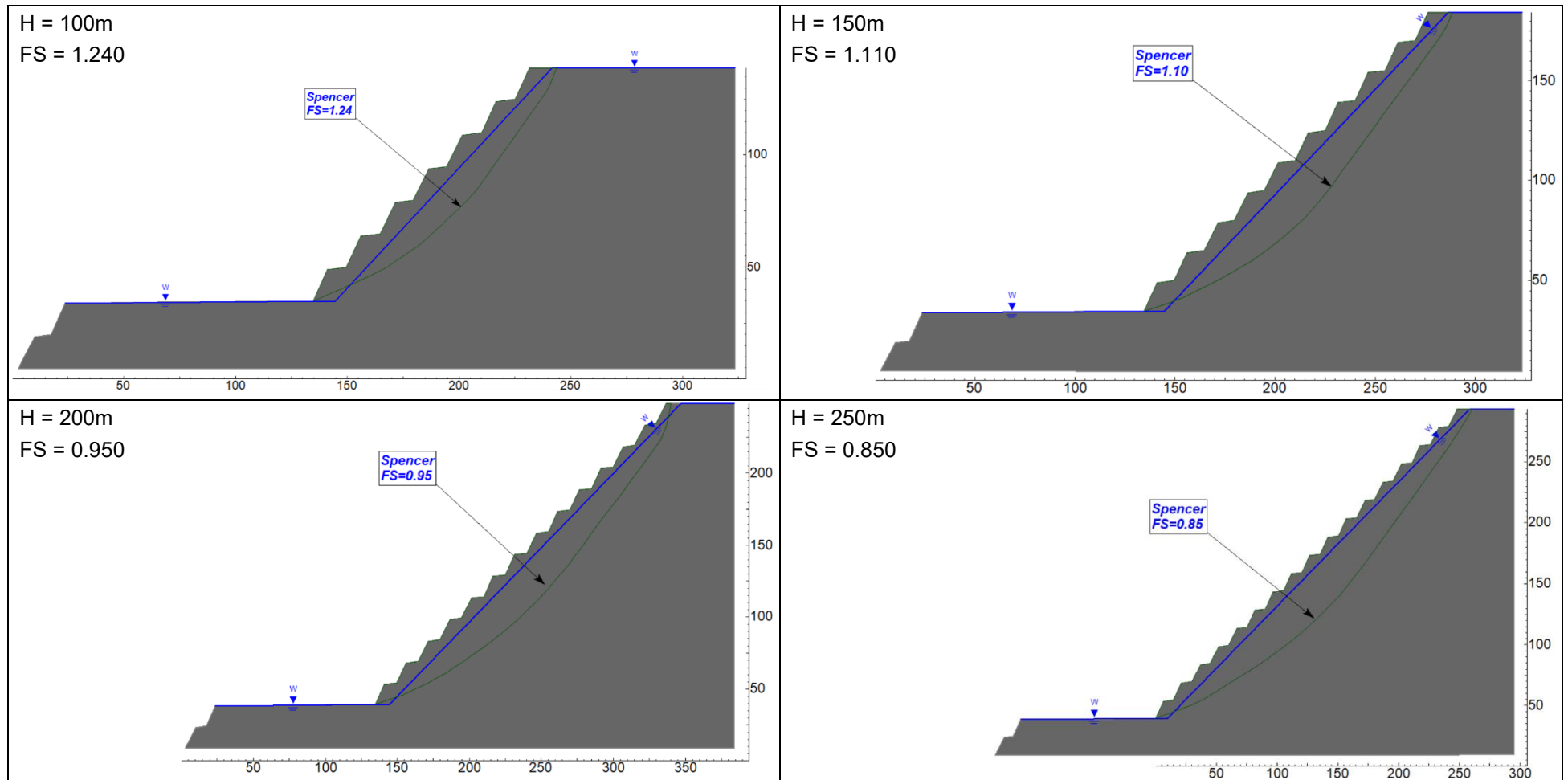


Figura 6

Roca intalterada - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 20 m, FS = 1,530 / 1,330 / 1,200 / 1,050

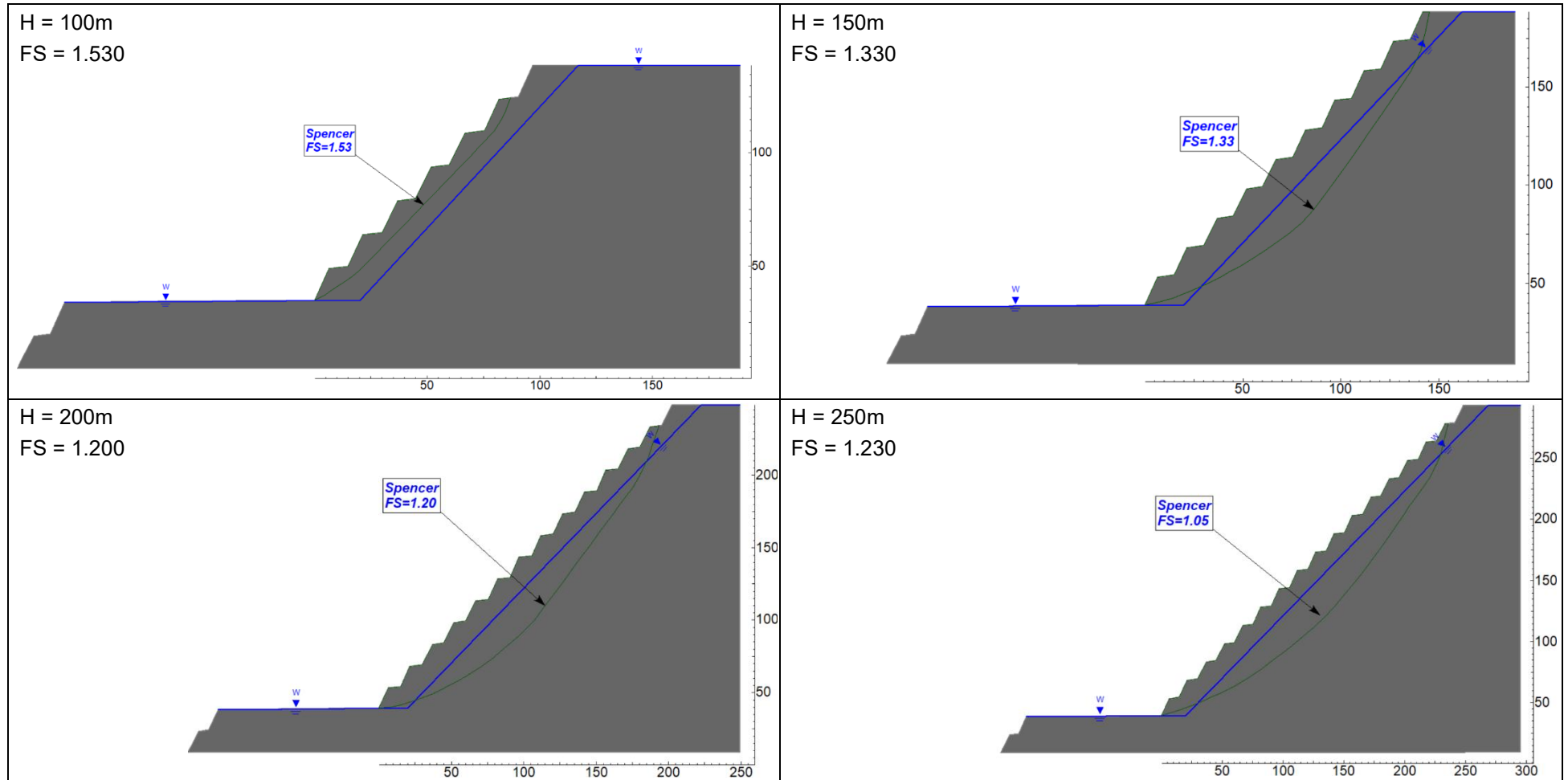


Figura 7

Roca intalterada - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 30 m, FS = 1,530 / 1,450 / 1,330 / 1,250

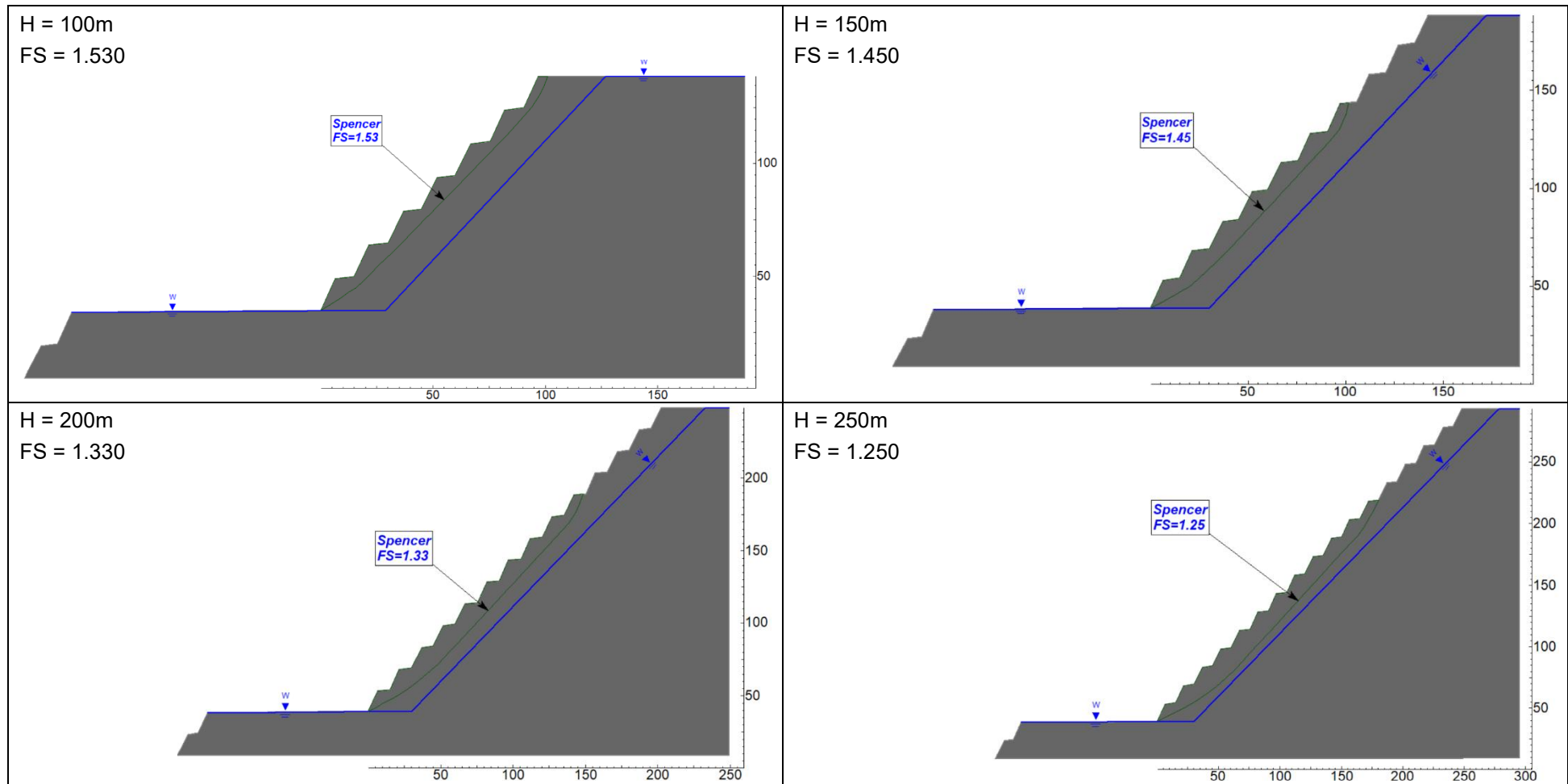


Figura 8

Roca intalterada - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 40 m, FS = 1,530 / 1,450 / 1,330 / 1,250

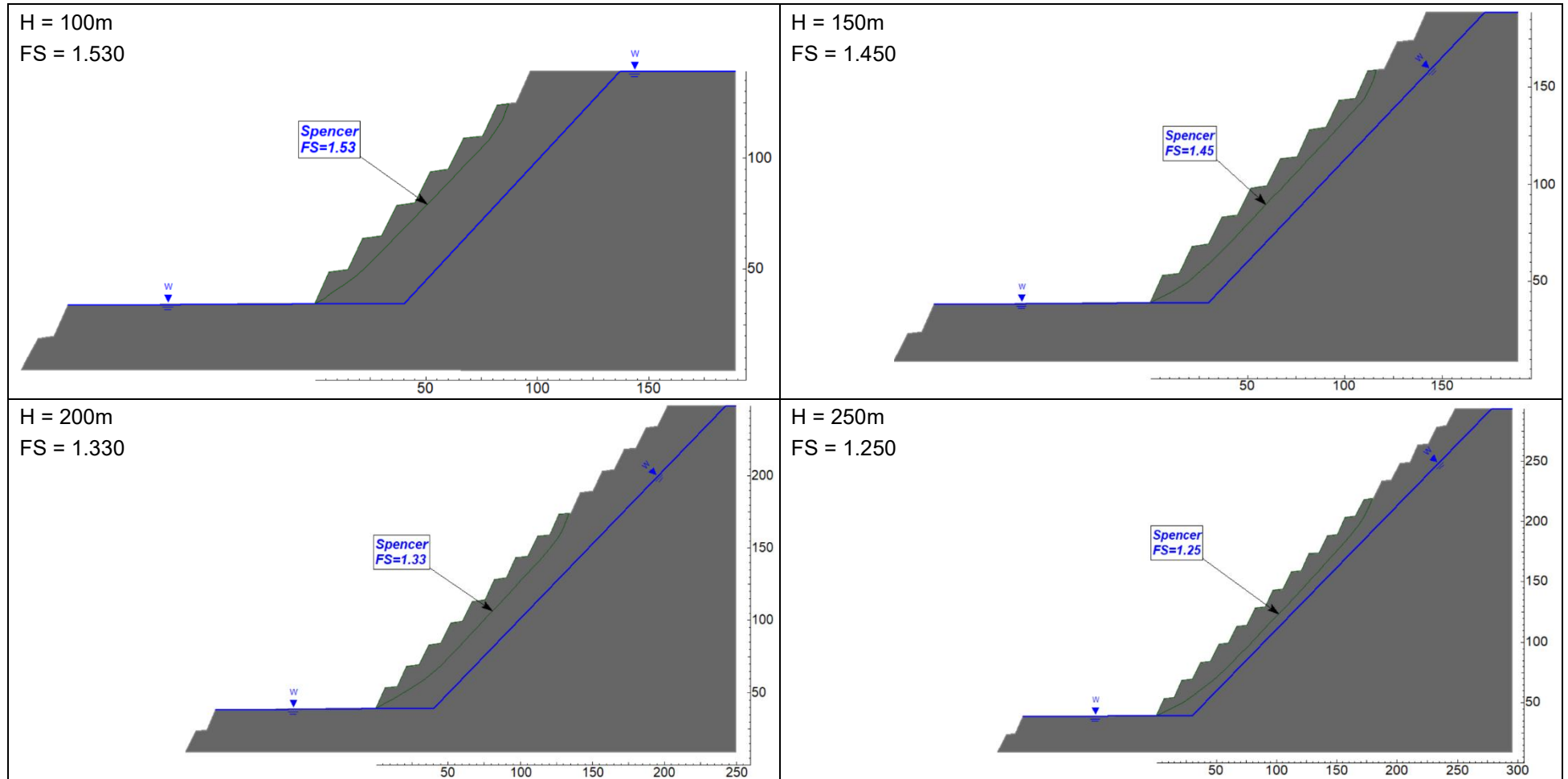


Figura 9

Alteración potásica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 10 m, FS = 1,030 / 0,970 / 0,810 / 0,730

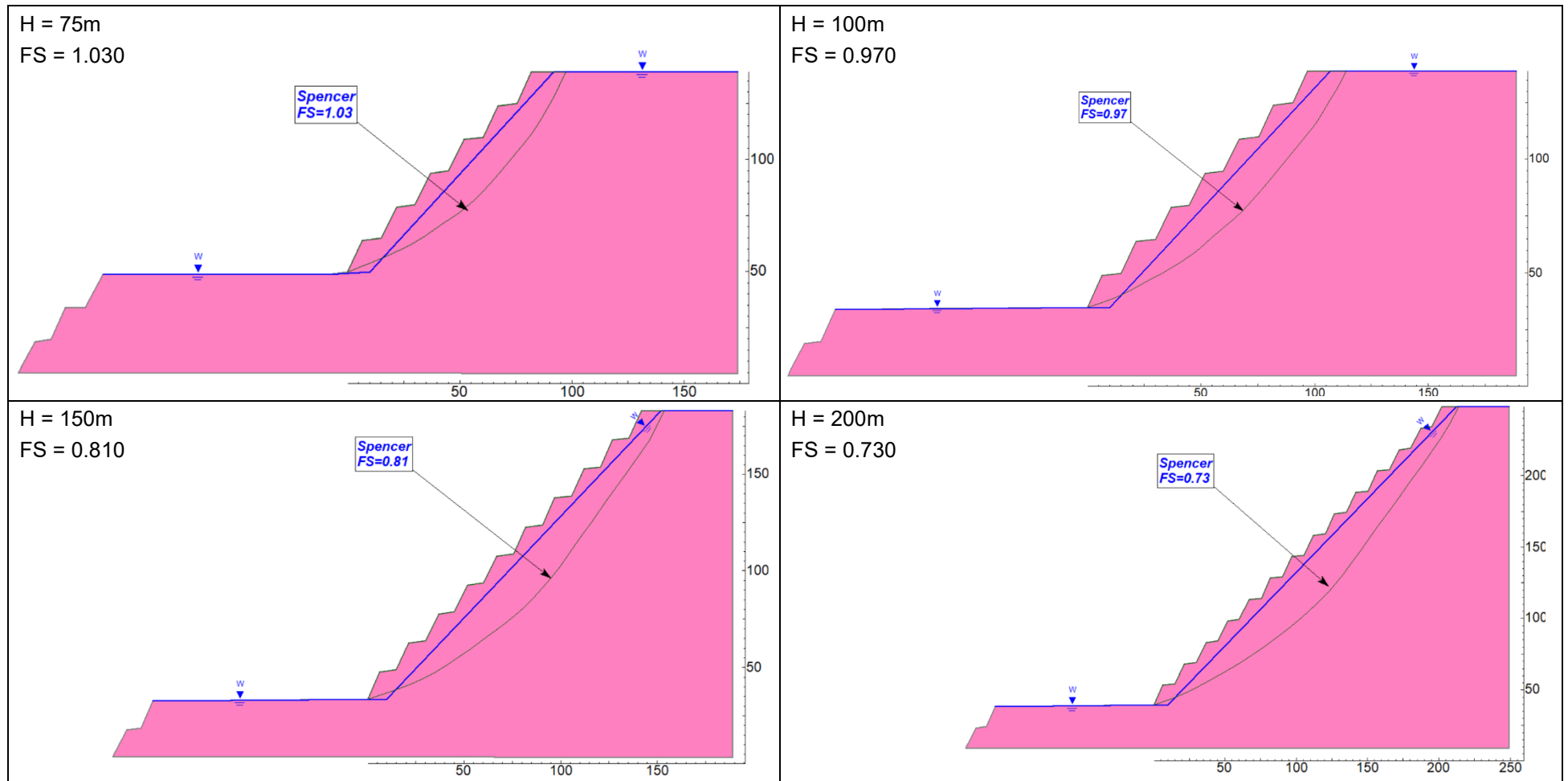


Figura 10

Alteración potásica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 20 m, FS = 1,200 / 1,150 / 1,010 / 0,970

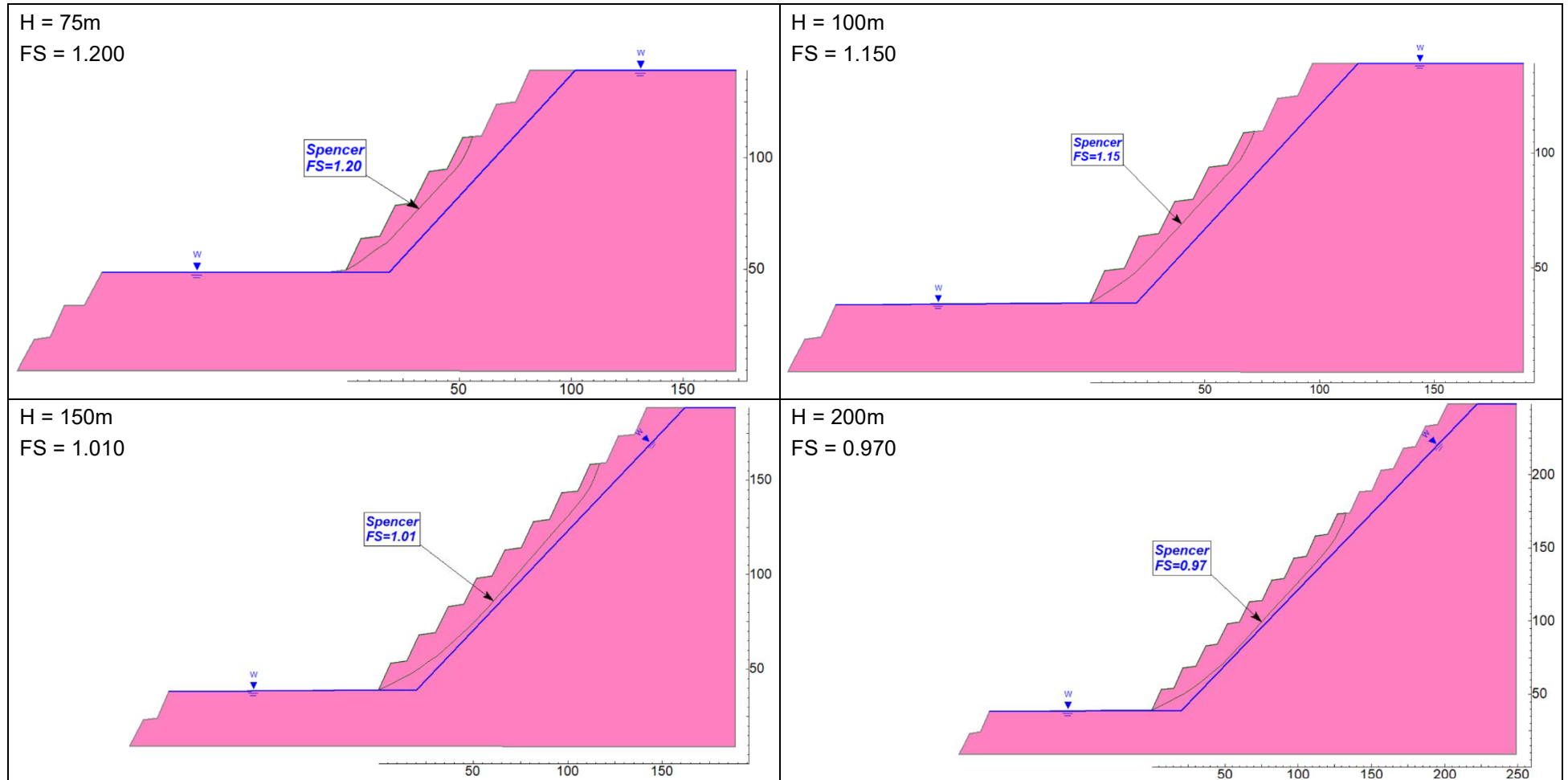


Figura 11

Alteración potásica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 30 m, FS = 1,200 / 1,150 / 1,020 / 0,980

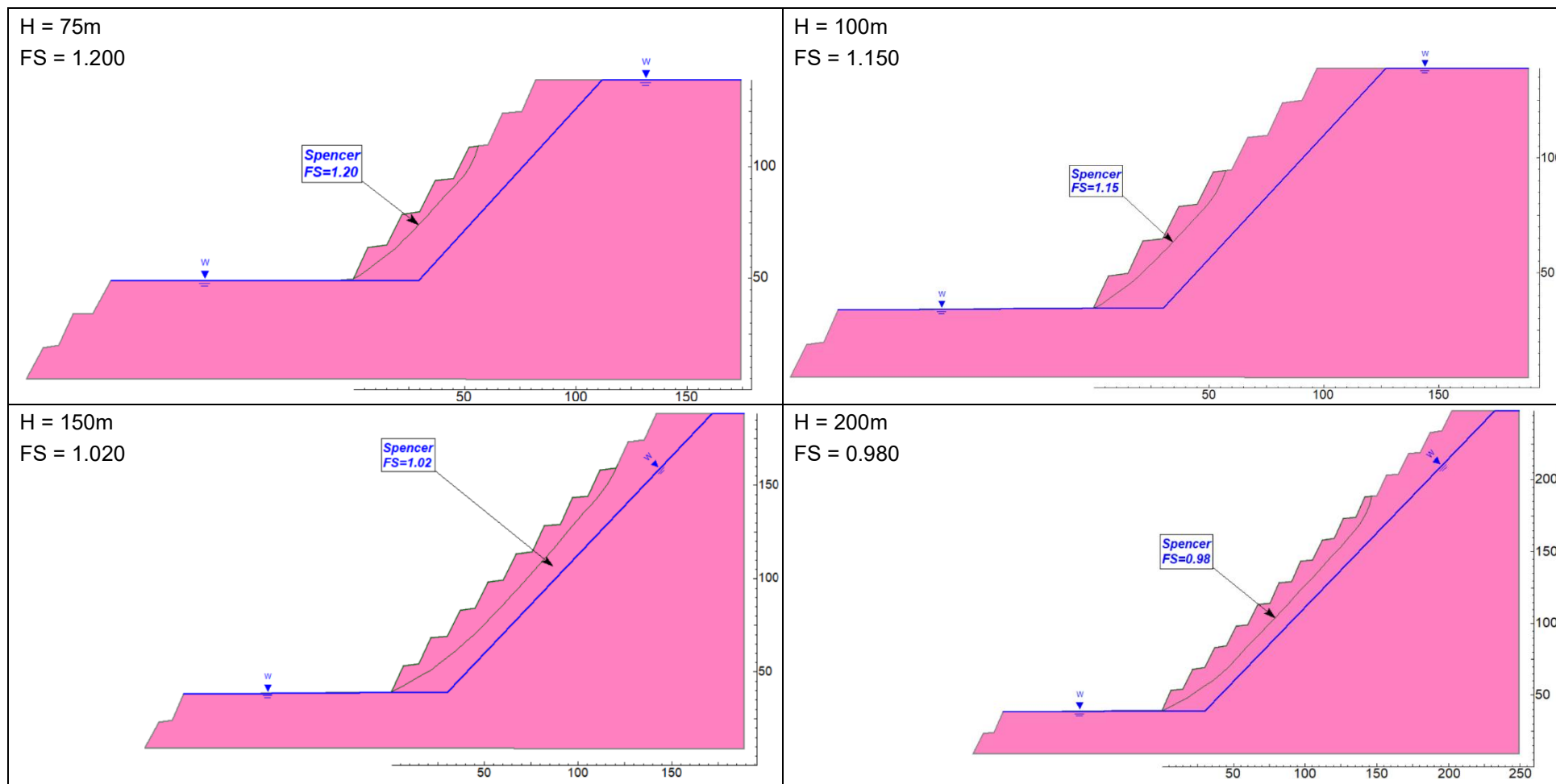


Figura 12

Alteración potásica - Altura interrampa = 75 m/100m/150m/200m - Distancia del nivel de agua = 40 m, FS = 1,200 / 1,150 / 1,020 / 0,980

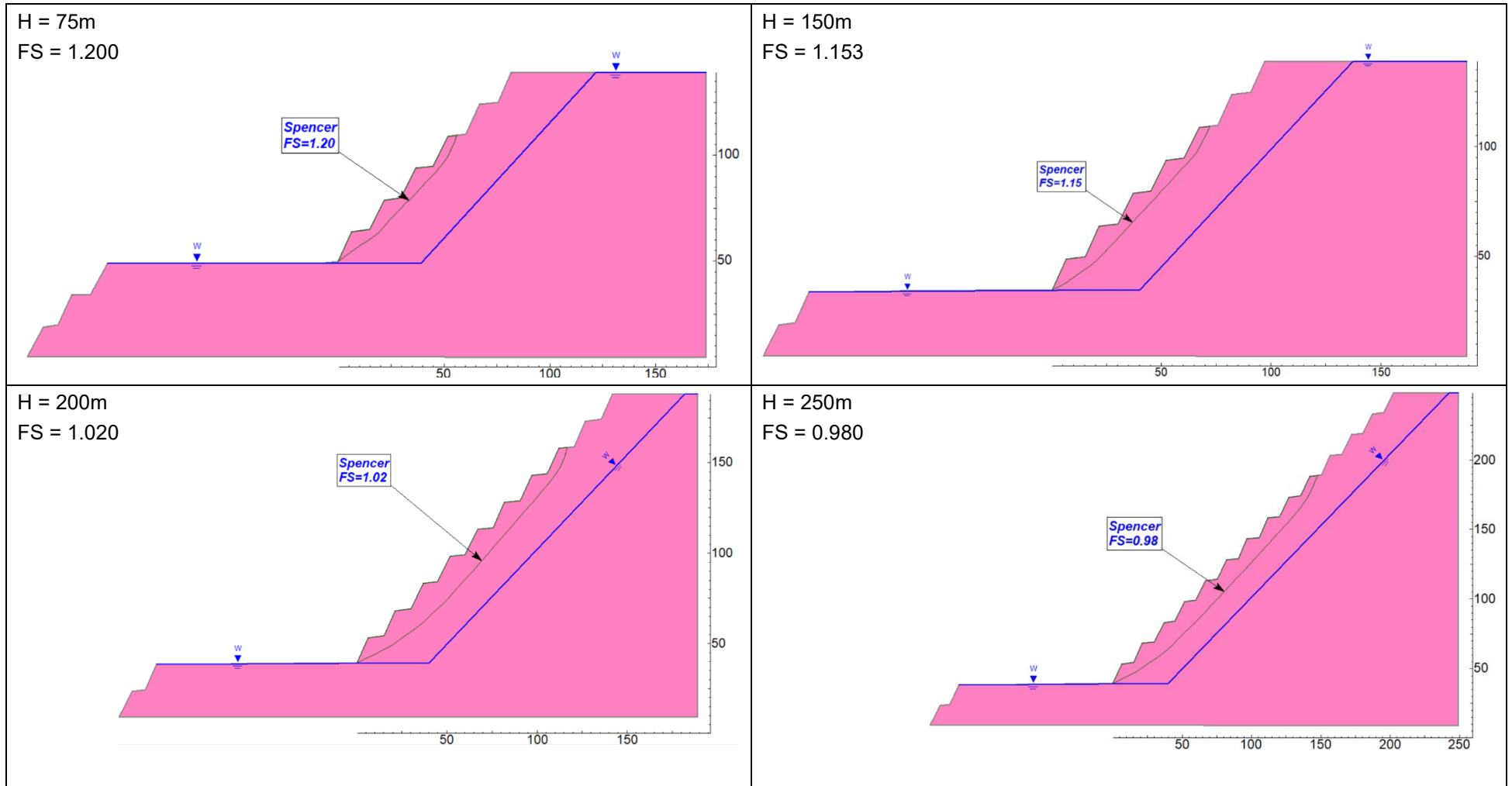


Figura 13

Alteración propilítica - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 10 m, FS = 1,430 / 1,260 / 1,070 / 1,000

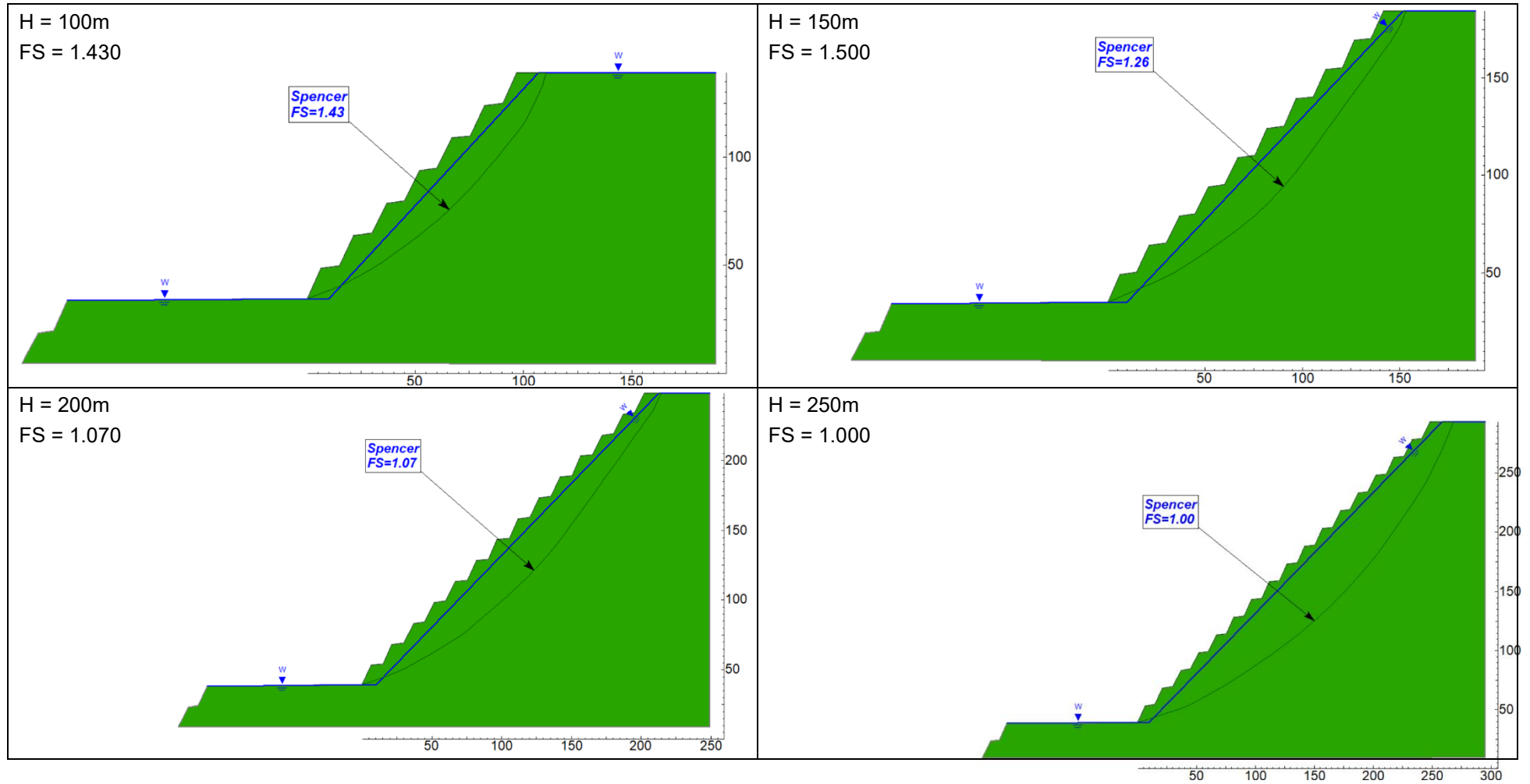


Figura 14

Alteración propilítica - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 20 m, FS = 1,920 / 1,710 / 1,600 / 1,400

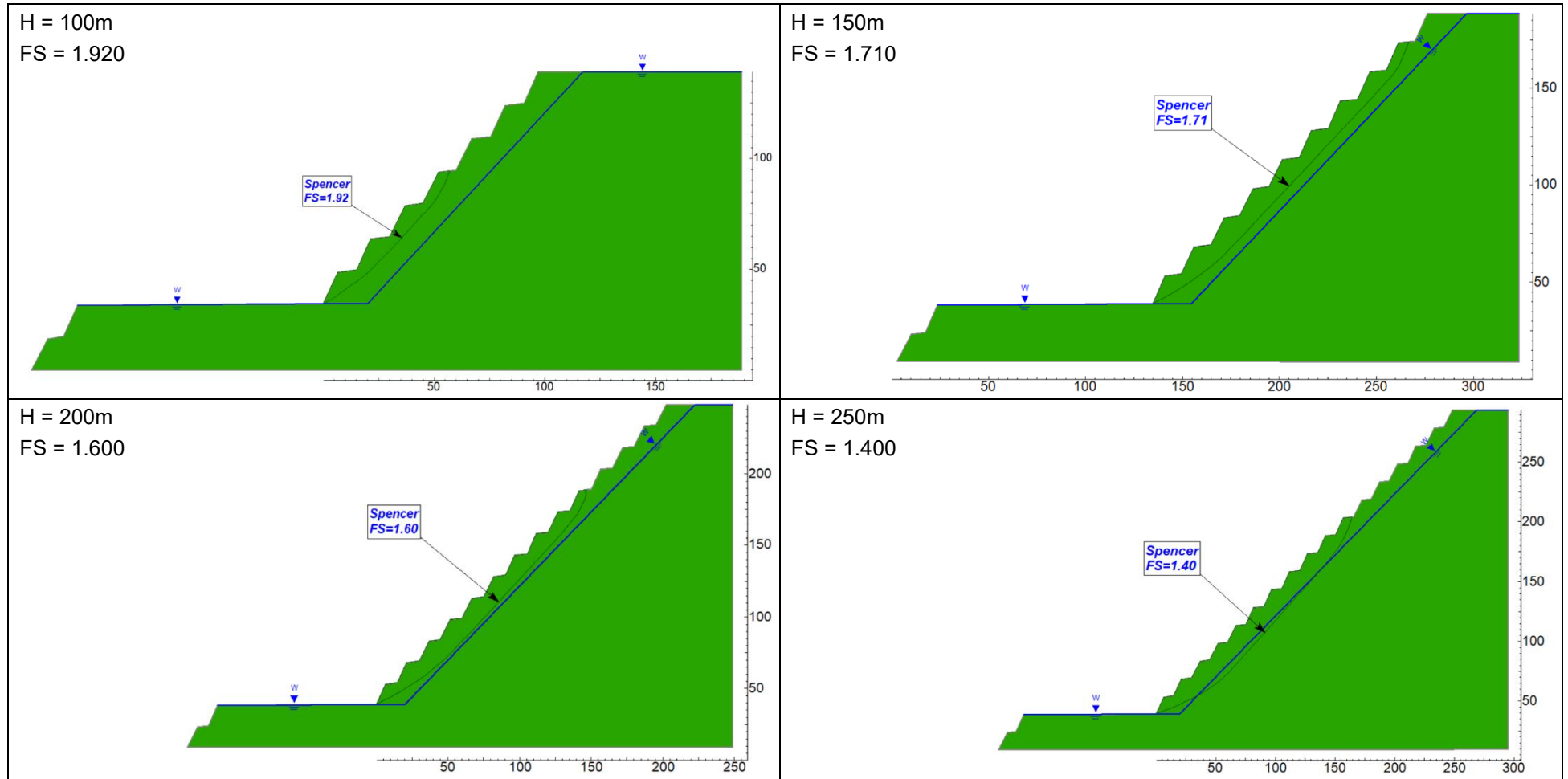


Figura 15

Alteración propilítica - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 30 m, FS = 1,920 / 1,710 / 1,600 / 1,470

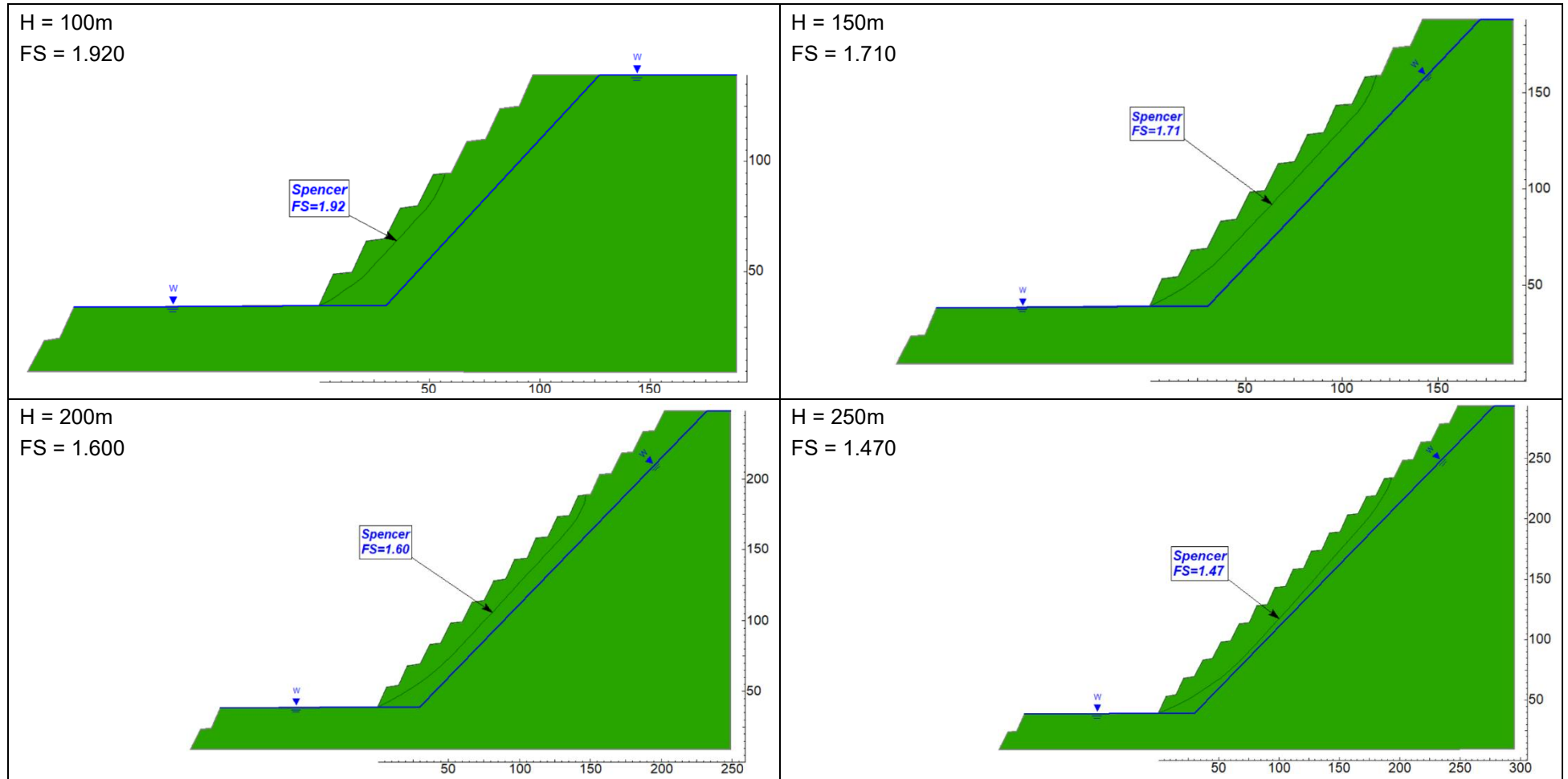
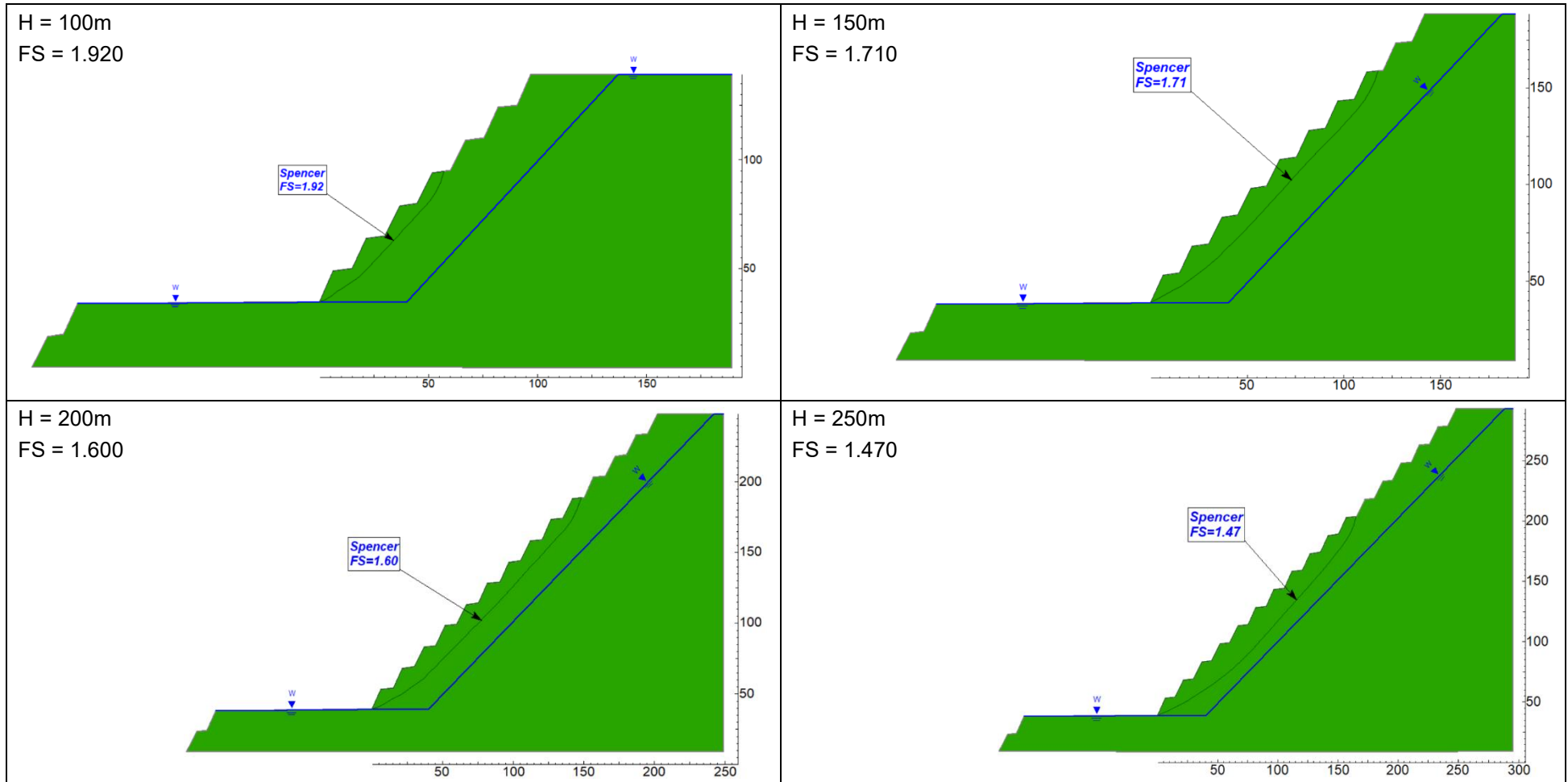


Figura 16

Alteración propilítica - Altura interrampa = 100 m/150m/200m/250m - Distancia del nivel de agua = 40 m, FS = 1,920 / 1,710 / 1,600 / 1,470



Anexo 9: Factores de seguridad de análisis de sensibilidad de talud interrampa

Tabla 1
Factores de seguridad variando niveles de agua, altura de talud, UCS, GSI y m_i

		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)				
1		FS	10	20	30	40	17	FS	10	20	30	40	33	FS	10	20	30	40	49	FS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 14	Altura del talud (m)	100	0.69	0.75	0.76	0.76	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 14	100	0.73	0.79	0.80	0.81	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 14	100	0.77	0.84	0.85	0.85	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 14	100	0.80	0.87	0.88	0.88
		150	0.66	0.72	0.73	0.73		150	0.70	0.76	0.78	0.78		150	0.74	0.81	0.82	0.82		150	0.77	0.84	0.86	0.86
		200	0.62	0.69	0.70	0.70		200	0.65	0.74	0.75	0.75		200	0.69	0.77	0.79	0.79		200	0.72	0.81	0.82	0.82
		250	0.61	0.69	0.70	0.70		250	0.65	0.74	0.75	0.75		250	0.69	0.77	0.79	0.79		250	0.72	0.81	0.82	0.82
2		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)				
		FS	10	20	30	40	18	FS	10	20	30	40	34	FS	10	20	30	40	50	FS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 17	Altura del talud (m)	100	0.74	0.8	0.81	0.81	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 17	100	0.78	0.85	0.86	0.86	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 17	100	0.82	0.9	0.91	0.91	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 17	100	0.86	0.94	0.95	0.95
		150	0.71	0.77	0.79	0.79		150	0.75	0.82	0.84	0.84		150	0.79	0.86	0.88	0.88		150	0.83	0.9	0.92	0.92
		200	0.66	0.74	0.76	0.76		200	0.70	0.79	0.80	0.80		200	0.74	0.82	0.84	0.84		200	0.77	0.87	0.88	0.88
		250	0.66	0.74	0.76	0.76		250	0.70	0.79	0.80	0.80		250	0.73	0.82	0.84	0.84		250	0.77	0.87	0.88	0.88
3		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)				
		FS	10	20	30	40	19	FS	10	20	30	40	35	FS	10	20	30	40	51	FS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 20	Altura del talud (m)	100	0.78	0.85	0.86	0.86	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 20	100	0.83	0.91	0.91	0.91	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 20	100	0.87	0.95	0.96	0.96	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 20	100	0.91	0.99	1.00	1.00
		150	0.75	0.82	0.84	0.83		150	0.80	0.87	0.89	0.89		150	0.84	0.91	0.93	0.93		150	0.87	0.95	0.97	0.97
		200	0.70	0.79	0.80	0.80		200	0.74	0.84	0.85	0.85		200	0.78	0.88	0.90	0.90		200	0.81	0.92	0.93	0.93
		250	0.70	0.79	0.80	0.80		250	0.74	0.84	0.85	0.85		250	0.78	0.88	0.90	0.89		250	0.81	0.92	0.93	0.93
4		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)				
		FS	10	20	30	40	20	FS	10	20	30	40	36	FS	10	20	30	40	52	FS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 23	Altura del talud (m)	100	0.82	0.90	0.91	0.91	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 23	100	0.87	0.95	0.96	0.96	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 23	100	0.91	1.00	1.01	1.01	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 23	100	0.96	1.04	1.05	1.05
		150	0.79	0.86	0.88	0.88		150	0.84	0.91	0.93	0.93		150	0.88	0.96	0.98	0.98		150	0.91	1.00	1.02	1.02
		200	0.74	0.82	0.84	0.84		200	0.78	0.88	0.90	0.90		200	0.82	0.92	0.94	0.94		200	0.85	0.96	0.98	0.98
		250	0.73	0.82	0.84	0.84		250	0.78	0.88	0.90	0.90		250	0.82	0.92	0.94	0.94		250	0.85	0.96	0.98	0.98
5		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)				
		FS	10	20	30	40	21	FS	10	20	30	40	37	FS	10	20	30	40	53	FS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 14	Altura del talud (m)	100	0.82	0.90	0.91	0.91	UCS: 30MPa GSI: 30 mi: 14	100	0.88	0.95	0.96	0.96	UCS: 35MPa GSI: 30 mi: 14	100	0.92	1.00	1.01	1.01	UCS: 40MPa GSI: 30 mi: 14	100	0.96	1.05	1.06	1.06
		150	0.79	0.86	0.88	0.88		150	0.84	0.91	0.93	0.93		150	0.88	0.96	0.98	0.98		150	0.92	1.00	1.02	1.02
		200	0.73	0.83	0.84	0.84		200	0.78	0.88	0.89	0.89		200	0.82	0.92	0.94	0.94		200	0.85	0.97	0.98	0.98
		250	0.74	0.83	0.84	0.84		250	0.78	0.88	0.89	0.89		250	0.82	0.92	0.94	0.94		250	0.85	0.97	0.98	0.98
6		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)				
		FS	10	20	30	40	22	FS	10	20	30	40	38	FS	10	20	30	40	54	FS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30	Altura del talud (m)	100	0.88	0.96	0.97	0.97	UCS: 30MPa GSI: 30	100	0.93	1.02	1.03	1.03	UCS: 35MPa GSI: 30	100	0.98	1.07	1.08	1.08	UCS: 40MPa GSI: 30	100	1.01	1.11	1.13	1.13
		150	0.84	0.92	0.94	0.94		150	0.89	0.98	0.99	0.99		150	0.94	1.03	1.04	1.04		150	0.98	1.07	1.09	1.09
		200	0.79	0.89	0.90	0.90		200	0.84	0.94	0.96	0.96		200	0.88	0.99	1.01	1.01		200	0.92	1.03	1.05	1.05

mi: 17	250	0.79	0.89	0.90	0.90	mi: 17	250	0.83	0.94	0.96	0.96	mi: 17	250	0.87	0.99	1.01	1.01	mi: 17	250	0.91	1.03	1.05	1.05
		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)			
7	FS	10	20	30	40	23	FS	10	20	30	40	39	FS	10	20	30	40	55	FS	10	20	30	40
	100	0.93	1.01	1.02	1.02		100	0.98	1.07	1.08	1.08		100	1.03	1.13	1.14	1.14		100	1.07	1.17	1.19	1.19
UCS: 25MPa	150	0.89	0.97	0.99	0.99	UCS: 30MPa	150	0.94	1.03	1.05	1.05	UCS: 35MPa	150	0.99	1.08	1.10	1.10	UCS: 40MPa	150	1.03	1.13	1.15	1.15
GSI: 30	200	0.83	0.94	0.96	0.95	GSI: 30	200	0.88	1.00	1.01	1.01	GSI: 30	200	0.92	1.04	1.06	1.06	GSI: 30	200	0.96	1.08	1.10	1.10
mi: 20	250	0.83	0.94	0.96	0.95	mi: 20	250	0.88	1.00	1.01	1.01	mi: 20	250	0.92	1.04	1.06	1.06	mi: 20	250	0.96	1.08	1.10	1.10
		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)			
8	FS	10	20	30	40	24	FS	10	20	30	40	40	FS	10	20	30	40	56	FS	10	20	30	40
	100	0.97	1.06	1.07	1.07		100	1.03	1.12	1.14	1.14		100	1.08	1.18	1.19	1.2		100	1.12	1.23	1.24	1.24
UCS: 25MPa	150	0.93	1.02	1.04	1.04	UCS: 30MPa	150	0.99	1.08	1.10	1.10	UCS: 35MPa	150	1.03	1.13	1.15	1.15	UCS: 40MPa	150	1.07	1.18	1.20	1.20
GSI: 30	200	0.86	0.99	1.00	1.00	GSI: 30	200	0.91	1.04	1.06	1.06	GSI: 30	200	0.96	1.09	1.11	1.11	GSI: 30	200	1.00	1.13	1.15	1.15
mi: 23	250	0.86	0.99	1.00	1.00	mi: 23	250	0.92	1.04	1.06	1.06	mi: 23	250	0.96	1.09	1.11	1.11	mi: 23	250	1.00	1.13	1.15	1.15
		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)			
9	FS	10	20	30	40	25	FS	10	20	30	40	41	FS	10	20	30	40	57	FS	10	20	30	40
	100	0.97	1.05	1.06	1.06		100	1.02	1.12	1.13	1.13		100	1.07	1.17	1.19	1.19		100	1.12	1.22	1.24	1.24
UCS: 25MPa	150	0.93	1.01	1.03	1.03	UCS: 30MPa	150	0.98	1.07	1.09	1.09	UCS: 35MPa	150	1.03	1.13	1.15	1.15	UCS: 40MPa	150	1.08	1.17	1.19	1.19
GSI: 35	200	0.86	0.97	0.99	0.99	GSI: 35	200	0.92	1.03	1.05	1.05	GSI: 35	200	0.96	1.08	1.10	1.10	GSI: 35	200	1.00	1.13	1.15	1.15
mi: 14	250	0.86	0.97	0.99	0.99	mi: 14	250	0.91	1.03	1.05	1.05	mi: 14	250	0.96	1.08	1.10	1.10	mi: 14	250	1.00	1.13	1.15	1.15
		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)			
10	FS	10	20	30	40	26	FS	10	20	30	40	42	FS	10	20	30	40	58	FS	10	20	30	40
	100	1.03	1.12	1.13	1.13		100	1.09	1.19	1.2	1.2		100	1.14	1.24	1.26	1.26		100	1.19	1.30	1.31	1.31
UCS: 25MPa	150	0.98	1.08	1.10	1.09	UCS: 30MPa	150	1.04	1.14	1.16	1.16	UCS: 35MPa	150	1.09	1.20	1.22	1.22	UCS: 40MPa	150	1.14	1.25	1.27	1.27
GSI: 35	200	0.91	1.03	1.05	1.05	GSI: 35	200	0.97	1.09	1.11	1.11	GSI: 35	200	1.01	1.14	1.17	1.17	GSI: 35	200	1.06	1.19	1.22	1.22
mi: 17	250	0.91	1.03	1.05	1.05	mi: 17	250	0.97	1.09	1.11	1.11	mi: 17	250	1.01	1.14	1.17	1.17	mi: 17	250	1.06	1.19	1.22	1.22
		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)			
11	FS	10	20	30	40	27	FS	10	20	30	40	43	FS	10	20	30	40	59	FS	10	20	30	40
	100	1.08	1.18	1.19	1.19		100	1.14	1.25	1.26	1.26		100	1.2	1.31	1.32	1.32		100	1.25	1.37	1.38	1.38
UCS: 25MPa	150	1.04	1.13	1.15	1.15	UCS: 30MPa	150	1.10	1.20	1.22	1.22	UCS: 35MPa	150	1.15	1.26	1.28	1.28	UCS: 40MPa	150	1.20	1.31	1.33	1.33
GSI: 35	200	0.97	1.08	1.11	1.11	GSI: 35	200	1.02	1.15	1.17	1.17	GSI: 35	200	1.07	1.20	1.23	1.23	GSI: 35	200	1.11	1.25	1.28	1.29
mi: 20	250	0.96	1.08	1.11	1.11	mi: 20	250	1.02	1.15	1.17	1.17	mi: 20	250	1.07	1.20	1.23	1.23	mi: 20	250	1.11	1.25	1.28	1.29
		Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)			
12	FS	10	20	30	40	28	FS	10	20	30	40	44	FS	10	20	30	40	60	FS	10	20	30	40
	100	1.13	1.23	1.25	1.25		100	1.19	1.3	1.32	1.32		100	1.25	1.37	1.38	1.38		100	1.31	1.42	1.44	1.44
UCS: 25MPa	150	1.07	1.18	1.21	1.21	UCS: 30MPa	150	1.14	1.25	1.27	1.27	UCS: 35MPa	150	1.20	1.31	1.34	1.34	UCS: 40MPa	150	1.25	1.37	1.39	1.39
GSI: 35	200	1.00	1.13	1.16	1.16	GSI: 35	200	1.06	1.2	1.23	1.23	GSI: 35	200	1.12	1.25	1.28	1.28	GSI: 35	200	1.16	1.30	1.34	1.34
mi: 23	250	1.00	1.13	1.16	1.16	mi: 23	250	1.06	1.2	1.23	1.23	mi: 23	250	1.12	1.25	1.28	1.28	mi: 23	250	1.16	1.30	1.34	1.34

Nivel de agua (m)

13		FS	10203040				29		FS	10203040				45		FS	10203040				61		FS	10203040			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 14	Altura del talud (m)		100	1.11	1.21	1.23	1.23	100		1.18	1.29	1.30	1.30	100	1.25		1.36	1.37	1.37	100	1.30	1.41		1.43	1.43		
			150	1.07	1.17	1.19	1.19	150		1.14	1.24	1.26	1.26	150	1.19		1.30	1.32	1.32	150	1.25	1.36		1.38	1.38		
			200	1.05	1.13	1.14	1.14	200		1.11	1.19	1.21	1.21	200	1.16		1.25	1.27	1.27	200	1.21	1.31		1.33	1.33		
			250	1.04	1.13	1.14	1.14	250		1.08	1.19	1.21	1.21	250	1.14		1.25	1.27	1.27	250	1.18	1.31		1.33	1.33		
14		FS	Nivel de agua (m) 10203040				30		FS	Nivel de agua (m) 10203040				46		FS	Nivel de agua (m) 10203040				62		FS	Nivel de agua (m) 10203040			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 17	Altura del talud (m)		100	1.18	1.29	1.30	1.30	100		1.25	1.37	1.38	1.38	100	1.32		1.43	1.45	1.45	100	1.37	1.50		1.51	1.51		
			150	1.13	1.24	1.26	1.26	150		1.2	1.31	1.33	1.33	150	1.26		1.38	1.40	1.40	150	1.32	1.43		1.45	1.45		
			200	1.10	1.20	1.21	1.21	200		1.17	1.27	1.28	1.28	200	1.23		1.33	1.35	1.34	200	1.29	1.38		1.41	1.41		
			250	1.08	1.20	1.21	1.21	250		1.14	1.27	1.28	1.28	250	1.22		1.33	1.35	1.34	250	1.27	1.38		1.4	1.4		
15		FS	Nivel de agua (m) 10203040				31		FS	Nivel de agua (m) 10203040				47		FS	Nivel de agua (m) 10203040				63		FS	Nivel de agua (m) 10203040			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 20	Altura del talud (m)		100	1.24	1.36	1.37	1.37	100		1.31	1.43	1.45	1.45	100	1.37		1.50	1.52	1.52	100	1.44	1.57		1.59	1.59		
			150	1.19	1.30	1.32	1.32	150		1.27	1.37	1.40	1.40	150	1.32		1.44	1.47	1.47	150	1.38	1.50		1.53	1.53		
			200	1.10	1.26	1.27	1.27	200		1.16	1.33	1.34	1.34	200	1.25		1.39	1.42	1.42	200	1.30	1.45		1.47	1.47		
			250	1.10	1.26	1.27	1.27	250		1.16	1.33	1.34	1.34	250	1.25		1.39	1.42	1.42	250	1.29	1.45		1.47	1.47		
16		FS	Nivel de agua (m) 10203040				32		FS	Nivel de agua (m) 10203040				48		FS	Nivel de agua (m) 10203040				64		FS	Nivel de agua (m) 10203040			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 23	Altura del talud (m)		100	1.29	1.42	1.43	1.43	100		1.37	1.49	1.51	1.51	100	1.44		1.57	1.58	1.58	100	1.50	1.63		1.65	1.65		
			150	1.19	1.30	1.32	1.32	150		1.26	1.37	1.39	1.39	150	1.35		1.42	1.45	1.48	150	1.39	1.52		1.54	1.54		
			200	1.15	1.31	1.33	1.33	200		1.21	1.39	1.40	1.40	200	1.28		1.45	1.47	1.47	200	1.36	1.51		1.53	1.53		
			250	1.15	1.31	1.33	1.33	250		1.21	1.39	1.40	1.40	250	1.28		1.45	1.47	1.47	250	1.36	1.51		1.53	1.53		

Tabla 2
Incremento de factores de seguridad variando únicamente el UCS (IFS_{UCS})

Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					
1	IFS	10	20	30	40	17	IFS	10	20	30	40	33	IFS	10	20	30	40	49	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 14	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 14	100	1.0580	1.0533	1.0526	1.0658	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 14	100	1.1159	1.1200	1.1184	1.1184	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 14	100	1.1594	1.1600	1.1579	1.1579
	150	1	1	1	1		150	1.0606	1.0556	1.0685	1.0685		150	1.1212	1.1250	1.1233	1.1233		150	1.1667	1.1667	1.1781	1.1781
	200	1	1	1	1		200	1.0484	1.0725	1.0714	1.0714		200	1.1129	1.1159	1.1286	1.1286		200	1.1613	1.1739	1.1714	1.1714
	250	1	1	1	1		250	1.0656	1.0725	1.0714	1.0714		250	1.1311	1.1159	1.1286	1.1286		250	1.1803	1.1739	1.1714	1.1714
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					
2	IFS	10	20	30	40	18	IFS	10	20	30	40	34	IFS	10	20	30	40	50	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 17	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 17	100	1.0541	1.0625	1.0617	1.0617	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 17	100	1.1081	1.1250	1.1235	1.1235	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 17	100	1.1622	1.1750	1.1728	1.1728
	150	1	1	1	1		150	1.0563	1.0649	1.0633	1.0633		150	1.1127	1.1169	1.1139	1.1139		150	1.1690	1.1688	1.1646	1.1646
	200	1	1	1	1		200	1.0606	1.0676	1.0526	1.0526		200	1.1212	1.1081	1.1053	1.1053		200	1.1667	1.1757	1.1579	1.1579
	250	1	1	1	1		250	1.0606	1.0676	1.0526	1.0526		250	1.1061	1.1081	1.1053	1.1053		250	1.1667	1.1757	1.1579	1.1579
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					
3	IFS	10	20	30	40	19	IFS	10	20	30	40	35	IFS	10	20	30	40	51	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 20	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 20	100	1.0641	1.0706	1.0581	1.0581	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 20	100	1.1154	1.1176	1.1163	1.1163	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 20	100	1.1667	1.1647	1.1628	1.1628
	150	1	1	1	1		150	1.0667	1.0610	1.0595	1.0723		150	1.1200	1.1098	1.1071	1.1205		150	1.1600	1.1585	1.1548	1.1687
	200	1	1	1	1		200	1.0571	1.0633	1.0625	1.0625		200	1.1143	1.1139	1.1250	1.1250		200	1.1571	1.1646	1.1625	1.1625
	250	1	1	1	1		250	1.0571	1.0633	1.0625	1.0625		250	1.1143	1.1139	1.1250	1.1125		250	1.1571	1.1646	1.1625	1.1625
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					
4	IFS	10	20	30	40	20	IFS	10	20	30	40	36	IFS	10	20	30	40	52	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 23	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 23	100	1.0610	1.0556	1.0549	1.0549	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 23	100	1.1098	1.1111	1.1099	1.1099	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 23	100	1.1707	1.1556	1.1538	1.1538
	150	1	1	1	1		150	1.0633	1.0581	1.0568	1.0568		150	1.1139	1.1163	1.1136	1.1136		150	1.1519	1.1628	1.1591	1.1591
	200	1	1	1	1		200	1.0541	1.0732	1.0714	1.0714		200	1.1081	1.1220	1.1190	1.1190		200	1.1486	1.1707	1.1667	1.1667
	250	1	1	1	1		250	1.0685	1.0732	1.0714	1.0714		250	1.1233	1.1220	1.1190	1.1190		250	1.1644	1.1707	1.1667	1.1667
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					
5	IFS	10	20	30	40	21	IFS	10	20	30	40	37	IFS	10	20	30	40	53	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 14	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 30 mi: 14	100	1.0732	1.0556	1.0549	1.0549	UCS: 35MPa GSI: 30 mi: 14	100	1.1220	1.1111	1.1099	1.1099	UCS: 40MPa GSI: 30 mi: 14	100	1.1707	1.1667	1.1648	1.1648
	150	1	1	1	1		150	1.0633	1.0581	1.0568	1.0568		150	1.1139	1.1163	1.1136	1.1136		150	1.1646	1.1628	1.1591	1.1591
	200	1	1	1	1		200	1.0685	1.0602	1.0595	1.0595		200	1.1233	1.1084	1.1190	1.1190		200	1.1644	1.1687	1.1667	1.1667
	250	1	1	1	1		250	1.0541	1.0602	1.0595	1.0595		250	1.1081	1.1084	1.1190	1.1190		250	1.1486	1.1687	1.1667	1.1667
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					
6	IFS	10	20	30	40	22	IFS	10	20	30	40	38	IFS	10	20	30	40	54	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 17	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 30 mi: 17	100	1.0568	1.0625	1.0619	1.0619	UCS: 35MPa GSI: 30 mi: 17	100	1.1136	1.1146	1.1134	1.1134	UCS: 40MPa GSI: 30 mi: 17	100	1.1477	1.1563	1.1649	1.1649
	150	1	1	1	1		150	1.0595	1.0652	1.0532	1.0532		150	1.1190	1.1196	1.1064	1.1064		150	1.1667	1.1630	1.1596	1.1596
	200	1	1	1	1		200	1.0633	1.0562	1.0667	1.0667		200	1.1139	1.1124	1.1222	1.1222		200	1.1646	1.1573	1.1667	1.1667
	250	1	1	1	1		250	1.0506	1.0562	1.0667	1.0667		250	1.1013	1.1124	1.1222	1.1222		250	1.1519	1.1573	1.1667	1.1667
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)					

7		IFS	10	20	30	40	23	IFS	10	20	30	40	39	IFS	10	20	30	40	55	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 20	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	100	1.0538	1.0594	1.0588	1.0588	100	1.1075	1.1188	1.1176	1.1176	100	1.1505	1.1584	1.1667	1.1667			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0562	1.0619	1.0606	1.0606	UCS: 35MPa	150	1.1124	1.1134	1.1111	1.1111	UCS: 40MPa	150	1.1573	1.1649	1.1616	1.1616
		200	1	1	1	1	GSI: 30	200	1.0602	1.0638	1.0521	1.0632	GSI: 30	200	1.1084	1.1064	1.1042	1.1158	GSI: 30	200	1.1566	1.1489	1.1458	1.1579
		250	1	1	1	1	mi: 20	250	1.0602	1.0638	1.0521	1.0632	mi: 20	250	1.1084	1.1064	1.1042	1.1158	mi: 20	250	1.1566	1.1489	1.1458	1.1579
8		IFS	10	20	30	40	24	IFS	10	20	30	40	40	IFS	10	20	30	40	56	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 23	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	100	1.0619	1.0566	1.0654	1.0654	100	1.1134	1.1132	1.1121	1.1215	100	1.1546	1.1604	1.1589	1.1589			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0645	1.0588	1.0577	1.0577	UCS: 35MPa	150	1.1075	1.1078	1.1058	1.1058	UCS: 40MPa	150	1.1505	1.1569	1.1538	1.1538
		200	1	1	1	1	GSI: 30	200	1.0581	1.0505	1.0600	1.0600	GSI: 30	200	1.1163	1.1010	1.1100	1.1100	GSI: 30	200	1.1628	1.1414	1.1500	1.1500
		250	1	1	1	1	mi: 23	250	1.0698	1.0505	1.0600	1.0600	mi: 23	250	1.1163	1.1010	1.1100	1.1100	mi: 23	250	1.1628	1.1414	1.1500	1.1500
9		IFS	10	20	30	40	25	IFS	10	20	30	40	41	IFS	10	20	30	40	57	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 14	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	100	1.0515	1.0667	1.0660	1.0660	100	1.1031	1.1143	1.1226	1.1226	100	1.1546	1.1619	1.1698	1.1698			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0538	1.0594	1.0583	1.0583	UCS: 35MPa	150	1.1075	1.1188	1.1165	1.1165	UCS: 40MPa	150	1.1613	1.1584	1.1553	1.1553
		200	1	1	1	1	GSI: 35	200	1.0698	1.0619	1.0606	1.0606	GSI: 35	200	1.1163	1.1134	1.1111	1.1111	GSI: 35	200	1.1628	1.1649	1.1616	1.1616
		250	1	1	1	1	mi: 14	250	1.0581	1.0619	1.0606	1.0606	mi: 14	250	1.1163	1.1134	1.1111	1.1111	mi: 14	250	1.1628	1.1649	1.1616	1.1616
10		IFS	10	20	30	40	26	IFS	10	20	30	40	42	IFS	10	20	30	40	58	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 17	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	100	1.0583	1.0625	1.0619	1.0619	100	1.1068	1.1071	1.1150	1.1150	100	1.1553	1.1607	1.1593	1.1593			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0612	1.0556	1.0545	1.0642	UCS: 35MPa	150	1.1122	1.1111	1.1091	1.1193	UCS: 40MPa	150	1.1633	1.1574	1.1545	1.1651
		200	1	1	1	1	GSI: 35	200	1.0659	1.0583	1.0571	1.0571	GSI: 35	200	1.1099	1.1068	1.1143	1.1143	GSI: 35	200	1.1648	1.1553	1.1619	1.1619
		250	1	1	1	1	mi: 17	250	1.0659	1.0583	1.0571	1.0571	mi: 17	250	1.1099	1.1068	1.1143	1.1143	mi: 17	250	1.1648	1.1553	1.1619	1.1619
11		IFS	10	20	30	40	27	IFS	10	20	30	40	43	IFS	10	20	30	40	59	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 20	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	100	1.0556	1.0593	1.0588	1.0588	100	1.1111	1.1102	1.1092	1.1092	100	1.1574	1.1610	1.1597	1.1597			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0577	1.0619	1.0609	1.0609	UCS: 35MPa	150	1.1058	1.1150	1.1130	1.1130	UCS: 40MPa	150	1.1538	1.1593	1.1565	1.1565
		200	1	1	1	1	GSI: 35	200	1.0515	1.0648	1.0541	1.0541	GSI: 35	200	1.1031	1.1111	1.1081	1.1081	GSI: 35	200	1.1443	1.1574	1.1532	1.1622
		250	1	1	1	1	mi: 20	250	1.0625	1.0648	1.0541	1.0541	mi: 20	250	1.1146	1.1111	1.1081	1.1081	mi: 20	250	1.1563	1.1574	1.1532	1.1622
12		IFS	10	20	30	40	28	IFS	10	20	30	40	44	IFS	10	20	30	40	60	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 23	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	100	1.0531	1.0569	1.0560	1.0560	100	1.1062	1.1138	1.1040	1.1040	100	1.1593	1.1545	1.1520	1.1520			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0654	1.0593	1.0496	1.0496	UCS: 35MPa	150	1.1215	1.1102	1.1074	1.1074	UCS: 40MPa	150	1.1682	1.1610	1.1488	1.1488
		200	1	1	1	1	GSI: 35	200	1.0600	1.0619	1.0603	1.0603	GSI: 35	200	1.1200	1.1062	1.1034	1.1034	GSI: 35	200	1.1600	1.1504	1.1552	1.1552
		250	1	1	1	1	mi: 23	250	1.0600	1.0619	1.0603	1.0603	mi: 23	250	1.1200	1.1062	1.1034	1.1034	mi: 23	250	1.1600	1.1504	1.1552	1.1552
13		IFS	10	20	30	40	29	IFS	10	20	30	40	45	IFS	10	20	30	40	61	IFS	10	20	30	40
		100	1	1	1	1	100	1.0631	1.0661	1.0569	1.0569	100	1.1261	1.1240	1.1138	1.1138	100	1.1712	1.1653	1.1626	1.1626			

UCS: 25MPa	Altura del talud (m)	150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0654	1.0598	1.0588	1.0588	UCS: 35MPa	150	1.1121	1.1111	1.1092	1.1092	UCS: 40MPa	150	1.1682	1.1624	1.1597	1.1597
GSI: 40		200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1.0571	1.0531	1.0614	1.0614	GSI: 40	200	1.1048	1.1062	1.1140	1.1140	GSI: 40	200	1.1524	1.1593	1.1667	1.1667
mi: 14		250	1	1	1	1	mi: 14	250	1.0385	1.0531	1.0614	1.0614	mi: 14	250	1.0962	1.1062	1.1140	1.1140	mi: 14	250	1.1346	1.1593	1.1667	1.1667
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						
14	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	30	IFS	10	20	30	40	46	IFS	10	20	30	40	62	IFS	10	20	30	40
100		1	1	1	1	100	1.0593	1.0620	1.0615	1.0615	100	1.1186	1.1085	1.1154	1.1154	100	1.1610	1.1628	1.1615	1.1615				
UCS: 25MPa		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0619	1.0565	1.0556	1.0556	UCS: 35MPa	150	1.1150	1.1129	1.1111	1.1111	UCS: 40MPa	150	1.1681	1.1532	1.1508	1.1508
GSI: 40		200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1.0636	1.0583	1.0579	1.0579	GSI: 40	200	1.1182	1.1083	1.1157	1.1074	GSI: 40	200	1.1727	1.1500	1.1653	1.1653
mi: 17	250	1	1	1	1	mi: 17	250	1.0556	1.0583	1.0579	1.0579	mi: 17	250	1.1296	1.1083	1.1157	1.1074	mi: 17	250	1.1759	1.1500	1.1570	1.1570	
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						
15	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	31	IFS	10	20	30	40	47	IFS	10	20	30	40	63	IFS	10	20	30	40
100		1	1	1	1	100	1.0565	1.0515	1.0584	1.0584	100	1.1048	1.1029	1.1095	1.1095	100	1.1613	1.1544	1.1606	1.1606				
UCS: 25MPa		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0672	1.0538	1.0606	1.0606	UCS: 35MPa	150	1.1092	1.1077	1.1136	1.1136	UCS: 40MPa	150	1.1597	1.1538	1.1591	1.1591
GSI: 40		200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1.0545	1.0556	1.0551	1.0551	GSI: 40	200	1.1364	1.1032	1.1181	1.1181	GSI: 40	200	1.1818	1.1508	1.1575	1.1575
mi: 20	250	1	1	1	1	mi: 20	250	1.0545	1.0556	1.0551	1.0551	mi: 20	250	1.1364	1.1032	1.1181	1.1181	mi: 20	250	1.1727	1.1508	1.1575	1.1575	
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						
16	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	32	IFS	10	20	30	40	48	IFS	10	20	30	40	64	IFS	10	20	30	40
100		1	1	1	1	100	1.0620	1.0493	1.0559	1.0559	100	1.1163	1.1056	1.1049	1.1049	100	1.1628	1.1479	1.1538	1.1538				
UCS: 25MPa		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.0588	1.0538	1.0530	1.0530	UCS: 35MPa	150	1.1345	1.0923	1.0985	1.1212	UCS: 40MPa	150	1.1681	1.1692	1.1667	1.1667
GSI: 40		200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1.0522	1.0611	1.0526	1.0526	GSI: 40	200	1.1130	1.1069	1.1053	1.1053	GSI: 40	200	1.1826	1.1527	1.1504	1.1504
mi: 23	250	1	1	1	1	mi: 23	250	1.0522	1.0611	1.0526	1.0526	mi: 23	250	1.1130	1.1069	1.1053	1.1053	mi: 23	250	1.1826	1.1527	1.1504	1.1504	

Tabla 3
Incremento de factores de seguridad variando únicamente el GSI (IFS_{GSI})

		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							
1		IFS	10	20	30	40	17	IFS	10	20	30	40	33	IFS	10	20	30	40	49	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 14	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 14	100	1	1	1	1	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 14	100	1	1	1	1	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 14	100	1	1	1	1
		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1
		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1
		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							
2		IFS	10	20	30	40	18	IFS	10	20	30	40	34	IFS	10	20	30	40	50	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 17	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 17	100	1	1	1	1	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 17	100	1	1	1	1	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 17	100	1	1	1	1
		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1
		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1
		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							
3		IFS	10	20	30	40	19	IFS	10	20	30	40	35	IFS	10	20	30	40	51	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 20	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 20	100	1	1	1	1	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 20	100	1	1	1	1	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 20	100	1	1	1	1
		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1
		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1
		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							
4		IFS	10	20	30	40	20	IFS	10	20	30	40	36	IFS	10	20	30	40	52	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 23	Altura del talud (m)	100	1	1	1	1	UCS: 30MPa GSI: 25 mi: 23	100	1	1	1	1	UCS: 35MPa GSI: 25 mi: 23	100	1	1	1	1	UCS: 40MPa GSI: 25 mi: 23	100	1	1	1	1
		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1		150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1		200	1	1	1	1
		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1		250	1	1	1	1
		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							
5		IFS	10	20	30	40	21	IFS	10	20	30	40	37	IFS	10	20	30	40	53	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 14	Altura del talud (m)	100	1.1884	1.2000	1.1974	1.1974	UCS: 30MPa GSI: 30 mi: 14	100	1.2055	1.2025	1.2000	1.1852	UCS: 35MPa GSI: 30 mi: 14	100	1.1948	1.1905	1.1882	1.1882	UCS: 40MPa GSI: 30 mi: 14	100	1.2000	1.2069	1.2045	1.2045
		150	1.1970	1.1944	1.2055	1.2055		150	1.2000	1.1974	1.1923	1.1923		150	1.1892	1.1852	1.1951	1.1951		150	1.1948	1.1905	1.1860	1.1860
		200	1.1774	1.2029	1.2000	1.2000		200	1.2000	1.1892	1.1867	1.1867		200	1.1884	1.1948	1.1899	1.1899		200	1.1806	1.1975	1.1951	1.1951
		250	1.2131	1.2029	1.2000	1.2000		250	1.2000	1.1892	1.1867	1.1867		250	1.1884	1.1948	1.1899	1.1899		250	1.1806	1.1975	1.1951	1.1951
		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							
6		IFS	10	20	30	40	22	IFS	10	20	30	40	38	IFS	10	20	30	40	54	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 17	Altura del talud (m)	100	1.1892	1.2000	1.1975	1.1975	UCS: 30MPa GSI: 30 mi: 17	100	1.1923	1.2000	1.1977	1.1977	UCS: 35MPa GSI: 30 mi: 17	100	1.1951	1.1889	1.1868	1.1868	UCS: 40MPa GSI: 30 mi: 17	100	1.1744	1.1809	1.1895	1.1895
		150	1.1831	1.1948	1.1899	1.1899		150	1.1867	1.1951	1.1786	1.1786		150	1.1899	1.1977	1.1818	1.1818		150	1.1807	1.1889	1.1848	1.1848
		200	1.1970	1.2027	1.1842	1.1842		200	1.2000	1.1899	1.2000	1.2000		200	1.1892	1.2073	1.2024	1.2024		200	1.1948	1.1839	1.1932	1.1932
		250	1.1970	1.2027	1.1842	1.1842		250	1.1857	1.1899	1.2000	1.2000		250	1.1918	1.2073	1.2024	1.2024		250	1.1818	1.1839	1.1932	1.1932
		Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)					Nivel de agua (m)							

7		IFS	10	20	30	40	23	IFS	10	20	30	40	39	IFS	10	20	30	40	55	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 20	Altura del talud (m)	100	1.1923	1.1882	1.1860	1.1860		100	1.1807	1.1758	1.1868	1.1868		100	1.1839	1.1895	1.1875	1.1875		100	1.1758	1.1818	1.1900	1.1900
		150	1.1867	1.1829	1.1786	1.1928	UCS: 30MPa	150	1.1750	1.1839	1.1798	1.1798	UCS: 35MPa	150	1.1786	1.1868	1.1828	1.1828	UCS: 40MPa	150	1.1839	1.1895	1.1856	1.1856
		200	1.1857	1.1899	1.2000	1.1875	GSI: 30	200	1.1892	1.1905	1.1882	1.1882	GSI: 30	200	1.1795	1.1818	1.1778	1.1778	GSI: 30	200	1.1852	1.1739	1.1828	1.1828
		250	1.1857	1.1899	1.2000	1.1875	mi: 20	250	1.1892	1.1905	1.1882	1.1882	mi: 20	250	1.1795	1.1818	1.1778	1.1910	mi: 20	250	1.1852	1.1739	1.1828	1.1828
8		Nivel de agua (m)				24	Nivel de agua (m)				40	Nivel de agua (m)				56	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 23	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.1829	1.1778	1.1758	1.1758		100	1.1839	1.1789	1.1875	1.1875		100	1.1868	1.1800	1.1782	1.1881		100	1.1667	1.1827	1.1810	1.1810
		150	1.1772	1.1860	1.1818	1.1818	UCS: 30MPa	150	1.1786	1.1868	1.1828	1.1828	UCS: 35MPa	150	1.1705	1.1771	1.1735	1.1735	UCS: 40MPa	150	1.1758	1.1800	1.1765	1.1765
		200	1.1622	1.2073	1.1905	1.1905	GSI: 30	200	1.1667	1.1818	1.1778	1.1778	GSI: 30	200	1.1707	1.1848	1.1809	1.1809	GSI: 30	200	1.1765	1.1771	1.1735	1.1735
250	1.1781	1.2073	1.1905	1.1905	mi: 23	250	1.1795	1.1818	1.1778	1.1778	mi: 23	250	1.1707	1.1848	1.1809	1.1809	mi: 23	250	1.1765	1.1771	1.1735	1.1735		
9		Nivel de agua (m)				25	Nivel de agua (m)				41	Nivel de agua (m)				57	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 14	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.4058	1.4000	1.3947	1.3947		100	1.3973	1.4177	1.4125	1.3951		100	1.3896	1.3929	1.4000	1.4000		100	1.4000	1.4023	1.4091	1.4091
		150	1.4091	1.4028	1.4110	1.4110	UCS: 30MPa	150	1.4000	1.4079	1.3974	1.3974	UCS: 35MPa	150	1.3919	1.3951	1.4024	1.4024	UCS: 40MPa	150	1.4026	1.3929	1.3837	1.3837
		200	1.3871	1.4058	1.4143	1.4143	GSI: 35	200	1.4154	1.3919	1.4000	1.4000	GSI: 35	200	1.3913	1.4026	1.3924	1.3924	GSI: 35	200	1.3889	1.3951	1.4024	1.4024
250	1.4098	1.4058	1.4143	1.4143	mi: 14	250	1.4000	1.3919	1.4000	1.4000	mi: 14	250	1.3913	1.4026	1.3924	1.3924	mi: 14	250	1.3889	1.3951	1.4024	1.4024		
10		Nivel de agua (m)				26	Nivel de agua (m)				42	Nivel de agua (m)				58	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 17	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.3919	1.4000	1.3951	1.3951		100	1.3974	1.4000	1.3953	1.3953		100	1.3902	1.3778	1.3846	1.3846		100	1.3837	1.3830	1.3789	1.3789
		150	1.3803	1.4026	1.3924	1.3797	UCS: 30MPa	150	1.3867	1.3902	1.3810	1.3810	UCS: 35MPa	150	1.3797	1.3953	1.3864	1.3864	UCS: 40MPa	150	1.3735	1.3889	1.3804	1.3804
		200	1.3788	1.3919	1.3816	1.3816	GSI: 35	200	1.3857	1.3797	1.3875	1.3875	GSI: 35	200	1.3649	1.3902	1.3929	1.3929	GSI: 35	200	1.3766	1.3678	1.3864	1.3864
250	1.3788	1.3919	1.3816	1.3816	mi: 17	250	1.3857	1.3797	1.3875	1.3875	mi: 17	250	1.3836	1.3902	1.3929	1.3929	mi: 17	250	1.3766	1.3678	1.3864	1.3864		
11		Nivel de agua (m)				27	Nivel de agua (m)				43	Nivel de agua (m)				59	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 20	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.3846	1.3882	1.3837	1.3837		100	1.3735	1.3736	1.3846	1.3846		100	1.3793	1.3789	1.3750	1.3750		100	1.3736	1.3838	1.3800	1.3800
		150	1.3867	1.3780	1.3690	1.3855	UCS: 30MPa	150	1.3750	1.3793	1.3708	1.3708	UCS: 35MPa	150	1.3690	1.3846	1.3763	1.3763	UCS: 40MPa	150	1.3793	1.3789	1.3711	1.3711
		200	1.3857	1.3671	1.3875	1.3875	GSI: 35	200	1.3784	1.3690	1.3765	1.3765	GSI: 35	200	1.3718	1.3636	1.3667	1.3667	GSI: 35	200	1.3704	1.3587	1.3763	1.3871
250	1.3714	1.3671	1.3875	1.3875	mi: 20	250	1.3784	1.3690	1.3765	1.3765	mi: 20	250	1.3718	1.3636	1.3667	1.3820	mi: 20	250	1.3704	1.3587	1.3763	1.3871		
12		Nivel de agua (m)				28	Nivel de agua (m)				44	Nivel de agua (m)				60	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 23	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.3780	1.3667	1.3736	1.3736		100	1.3678	1.3684	1.3750	1.3750		100	1.3736	1.3700	1.3663	1.3663		100	1.3646	1.3654	1.3714	1.3714
		150	1.3544	1.3721	1.3750	1.3750	UCS: 30MPa	150	1.3571	1.3736	1.3656	1.3656	UCS: 35MPa	150	1.3636	1.3646	1.3673	1.3673	UCS: 40MPa	150	1.3736	1.3700	1.3627	1.3627
		200	1.3514	1.3780	1.3810	1.3810	GSI: 35	200	1.3590	1.3636	1.3667	1.3667	GSI: 35	200	1.3659	1.3587	1.3617	1.3617	GSI: 35	200	1.3647	1.3542	1.3673	1.3673
250	1.3699	1.3780	1.3810	1.3810	mi: 23	250	1.3590	1.3636	1.3667	1.3667	mi: 23	250	1.3659	1.3587	1.3617	1.3617	mi: 23	250	1.3647	1.3542	1.3673	1.3673		
13		Nivel de agua (m)				29	Nivel de agua (m)				45	Nivel de agua (m)				61	Nivel de agua (m)							
		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.6087	1.6133	1.6184	1.6184		100	1.6164	1.6329	1.6250	1.6049		100	1.6234	1.6190	1.6118	1.6118		100	1.6250	1.6207	1.6250	1.6250

UCS: 25MPa	Altura del talud (m)	150	1.6212	1.6250	1.6301	1.6301	UCS: 30MPa	150	1.6286	1.6316	1.6154	1.6154	UCS: 35MPa	150	1.6081	1.6049	1.6098	1.6098	UCS: 40MPa	150	1.6234	1.6190	1.6047	1.6047			
GSI: 40		200	1.6935	1.6377	1.6286	1.6286	GSI: 40	200	1.7077	1.6081	1.6133	1.6133	GSI: 40	200	1.6812	1.6234	1.6076	1.6076	GSI: 40	200	1.6806	1.6173	1.6220	1.6220			
mi: 14		250	1.7049	1.6377	1.6286	1.6286	mi: 14	250	1.6615	1.6081	1.6133	1.6133	mi: 14	250	1.6522	1.6234	1.6076	1.6076	mi: 14	250	1.6389	1.6173	1.6220	1.6220			
			Nivel de agua (m)										Nivel de agua (m)										Nivel de agua (m)				
14		IFS	10	20	30	40	30	IFS	10	20	30	40	46	IFS	10	20	30	40	62	IFS	10	20	30	40			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 17	Altura del talud (m)	100	1.5946	1.6125	1.6049	1.6049		100	1.6026	1.6118	1.6047	1.6047		100	1.6098	1.5889	1.5934	1.5934		100	1.5930	1.5957	1.5895	1.5895			
		150	1.5915	1.6104	1.5949	1.5949	UCS: 30MPa	150	1.6000	1.5976	1.5833	1.5833	UCS: 35MPa	150	1.5949	1.6047	1.5909	1.5909	UCS: 40MPa	150	1.5904	1.5889	1.5761	1.5761			
		200	1.6667	1.6216	1.5921	1.5921	GSI: 40	200	1.6714	1.6076	1.6000	1.6000	GSI: 40	200	1.6622	1.6220	1.6071	1.5952	GSI: 40	200	1.6753	1.5862	1.6023	1.6023			
		250	1.6364	1.6216	1.5921	1.5921	mi: 17	250	1.6286	1.6076	1.6000	1.6000	mi: 17	250	1.6712	1.6220	1.6071	1.5952	mi: 17	250	1.6494	1.5862	1.5909	1.5909			
			Nivel de agua (m)										Nivel de agua (m)										Nivel de agua (m)				
15		IFS	10	20	30	40	31	IFS	10	20	30	40	47	IFS	10	20	30	40	63	IFS	10	20	30	40			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 20	Altura del talud (m)	100	1.5897	1.6000	1.5930	1.5930		100	1.5783	1.5714	1.5934	1.5934		100	1.5747	1.5789	1.5833	1.5833		100	1.5824	1.5859	1.5900	1.5900			
		150	1.5867	1.5854	1.5714	1.5904	UCS: 30MPa	150	1.5875	1.5747	1.5730	1.5730	UCS: 35MPa	150	1.5714	1.5824	1.5806	1.5806	UCS: 40MPa	150	1.5862	1.5789	1.5773	1.5773			
		200	1.5714	1.5949	1.5875	1.5875	GSI: 40	200	1.5676	1.5833	1.5765	1.5765	GSI: 40	200	1.6026	1.5795	1.5778	1.5778	GSI: 40	200	1.6049	1.5761	1.5806	1.5806			
		250	1.5714	1.5949	1.5875	1.5875	mi: 20	250	1.5676	1.5833	1.5765	1.5765	mi: 20	250	1.6026	1.5795	1.5778	1.5955	mi: 20	250	1.5926	1.5761	1.5806	1.5806			
			Nivel de agua (m)										Nivel de agua (m)										Nivel de agua (m)				
16		IFS	10	20	30	40	32	IFS	10	20	30	40	48	IFS	10	20	30	40	64	IFS	10	20	30	40			
UCS: 25MPa GSI: 40 mi: 23	Altura del talud (m)	100	1.5732	1.5778	1.5714	1.5714		100	1.5747	1.5684	1.5729	1.5729		100	1.5824	1.5700	1.5644	1.5644		100	1.5625	1.5673	1.5714	1.5714			
		150	1.5063	1.5116	1.5000	1.5000	UCS: 30MPa	150	1.5000	1.5055	1.4946	1.4946	UCS: 35MPa	150	1.5341	1.4792	1.4796	1.5102	UCS: 40MPa	150	1.5275	1.5200	1.5098	1.5098			
		200	1.5541	1.5976	1.5833	1.5833	GSI: 40	200	1.5513	1.5795	1.5556	1.5556	GSI: 40	200	1.5610	1.5761	1.5638	1.5638	GSI: 40	200	1.6000	1.5729	1.5612	1.5612			
		250	1.5753	1.5976	1.5833	1.5833	mi: 23	250	1.5513	1.5795	1.5556	1.5556	mi: 23	250	1.5610	1.5761	1.5638	1.5638	mi: 23	250	1.6000	1.5729	1.5612	1.5612			

Tabla 4
Incremento de factores de seguridad variando únicamente el m_i (IFS_{mi})

Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						
1	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	17	IFS	10	20	30	40	33	IFS	10	20	30	40	49	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 14		100	1	1	1	1	100	1	1	1	1	100	1	1	1	1	100	1	1	1	1			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1	1	1	1	UCS: 35MPa	150	1	1	1	1	UCS: 40MPa	150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1	GSI: 25	200	1	1	1	1	GSI: 25	200	1	1	1	1	GSI: 25	200	1	1	1	1
		250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1
2	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	18	IFS	10	20	30	40	34	IFS	10	20	30	40	50	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 17		100	1.0725	1.0667	1.0658	1.0658	100	1.0685	1.0759	1.0750	1.0617	100	1.0649	1.0714	1.0706	1.0706	100	1.0750	1.0805	1.0795	1.0795			
		150	1.0758	1.0694	1.0822	1.0822	UCS: 30MPa	150	1.0714	1.0789	1.0769	1.0769	UCS: 35MPa	150	1.0676	1.0617	1.0732	1.0732	UCS: 40MPa	150	1.0779	1.0714	1.0698	1.0698
		200	1.0645	1.0725	1.0857	1.0857	GSI: 25	200	1.0769	1.0676	1.0667	1.0667	GSI: 25	200	1.0725	1.0649	1.0633	1.0633	GSI: 25	200	1.0694	1.0741	1.0732	1.0732
		250	1.0820	1.0725	1.0857	1.0857	mi: 17	250	1.0769	1.0676	1.0667	1.0667	mi: 17	250	1.0580	1.0649	1.0633	1.0633	mi: 17	250	1.0694	1.0741	1.0732	1.0732
3	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	19	IFS	10	20	30	40	35	IFS	10	20	30	40	51	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 20		100	1.1304	1.1333	1.1316	1.1316	100	1.1370	1.1519	1.1375	1.1235	100	1.1299	1.1310	1.1294	1.1294	100	1.1375	1.1379	1.1364	1.1364			
		150	1.1364	1.1389	1.1507	1.1370	UCS: 30MPa	150	1.1429	1.1447	1.1410	1.1410	UCS: 35MPa	150	1.1351	1.1235	1.1341	1.1341	UCS: 40MPa	150	1.1299	1.1310	1.1279	1.1279
		200	1.1290	1.1449	1.1429	1.1429	GSI: 25	200	1.1385	1.1351	1.1333	1.1333	GSI: 25	200	1.1304	1.1429	1.1392	1.1392	GSI: 25	200	1.1250	1.1358	1.1341	1.1341
		250	1.1475	1.1449	1.1429	1.1429	mi: 20	250	1.1385	1.1351	1.1333	1.1333	mi: 20	250	1.1304	1.1429	1.1392	1.1266	mi: 20	250	1.1250	1.1358	1.1341	1.1341
4	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	20	IFS	10	20	30	40	36	IFS	10	20	30	40	52	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 25 mi: 23		100	1.1884	1.2000	1.1974	1.1974	100	1.1918	1.2025	1.2000	1.1852	100	1.1818	1.1905	1.1882	1.1882	100	1.2000	1.1954	1.1932	1.1932			
		150	1.1970	1.1944	1.2055	1.2055	UCS: 30MPa	150	1.2000	1.1974	1.1923	1.1923	UCS: 35MPa	150	1.1892	1.1852	1.1951	1.1951	UCS: 40MPa	150	1.1818	1.1905	1.1860	1.1860
		200	1.1935	1.1884	1.2000	1.2000	GSI: 25	200	1.2000	1.1892	1.2000	1.2000	GSI: 25	200	1.1884	1.1948	1.1899	1.1899	GSI: 25	200	1.1806	1.1852	1.1951	1.1951
		250	1.1967	1.1884	1.2000	1.2000	mi: 23	250	1.2000	1.1892	1.2000	1.2000	mi: 23	250	1.1884	1.1948	1.1899	1.1899	mi: 23	250	1.1806	1.1852	1.1951	1.1951
5	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	21	IFS	10	20	30	40	37	IFS	10	20	30	40	53	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 14		100	1	1	1	1	100	1	1	1	1	100	1	1	1	1	100	1	1	1	1			
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1	1	1	1	UCS: 35MPa	150	1	1	1	1	UCS: 40MPa	150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1	GSI: 30	200	1	1	1	1	GSI: 30	200	1	1	1	1	GSI: 30	200	1	1	1	1
		250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1
6	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40	22	IFS	10	20	30	40	38	IFS	10	20	30	40	54	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 17		100	1.0732	1.0667	1.0659	1.0659	100	1.0568	1.0737	1.0729	1.0729	100	1.0652	1.0700	1.0693	1.0693	100	1.0521	1.0571	1.0660	1.0660			
		150	1.0633	1.0698	1.0682	1.0682	UCS: 30MPa	150	1.0595	1.0769	1.0645	1.0645	UCS: 35MPa	150	1.0682	1.0729	1.0612	1.0612	UCS: 40MPa	150	1.0652	1.0700	1.0686	1.0686
		200	1.0822	1.0723	1.0714	1.0714	GSI: 30	200	1.0769	1.0682	1.0787	1.0787	GSI: 30	200	1.0732	1.0761	1.0745	1.0745	GSI: 30	200	1.0824	1.0619	1.0714	1.0714
		250	1.0676	1.0723	1.0714	1.0714	mi: 17	250	1.0641	1.0682	1.0787	1.0787	mi: 17	250	1.0610	1.0761	1.0745	1.0745	mi: 17	250	1.0706	1.0619	1.0714	1.0714
Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						Nivel de agua (m)						

7		IFS	10	20	30	40	23	IFS	10	20	30	40	39	IFS	10	20	30	40	55	IFS	10	20	30	40
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 20	Altura del talud (m)	100	1.1341	1.1222	1.1209	1.1209		100	1.1136	1.1263	1.1250	1.1250		100	1.1196	1.1300	1.1287	1.1287		100	1.1146	1.1143	1.1226	1.1226
		150	1.1266	1.1279	1.1250	1.1250	UCS: 30MPa	150	1.1190	1.1319	1.1290	1.1290	UCS: 35MPa	150	1.1250	1.1250	1.1224	1.1224	UCS: 40MPa	150	1.1196	1.1300	1.1275	1.1275
		200	1.1370	1.1325	1.1429	1.1310	GSI: 30	200	1.1282	1.1364	1.1348	1.1348	GSI: 30	200	1.1220	1.1304	1.1277	1.1277	GSI: 30	200	1.1294	1.1134	1.1224	1.1224
		250	1.1216	1.1325	1.1429	1.1310	mi: 20	250	1.1282	1.1364	1.1348	1.1348	mi: 20	250	1.1220	1.1304	1.1277	1.1277	mi: 20	250	1.1294	1.1134	1.1224	1.1224
8		Nivel de agua (m)				24	Nivel de agua (m)				40	Nivel de agua (m)				56	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 30 mi: 23	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.1829	1.1778	1.1758	1.1758		100	1.1705	1.1789	1.1875	1.1875		100	1.1739	1.1800	1.1782	1.1881		100	1.1667	1.1714	1.1698	1.1698
		150	1.1772	1.1860	1.1818	1.1818	UCS: 30MPa	150	1.1786	1.1868	1.1828	1.1828	UCS: 35MPa	150	1.1705	1.1771	1.1735	1.1735	UCS: 40MPa	150	1.1630	1.1800	1.1765	1.1765
		200	1.1781	1.1928	1.1905	1.1905	GSI: 30	200	1.1667	1.1818	1.1910	1.1910	GSI: 30	200	1.1707	1.1848	1.1809	1.1809	GSI: 30	200	1.1765	1.1649	1.1735	1.1735
250	1.1622	1.1928	1.1905	1.1905	mi: 23	250	1.1795	1.1818	1.1910	1.1910	mi: 23	250	1.1707	1.1848	1.1809	1.1809	mi: 23	250	1.1765	1.1649	1.1735	1.1735		
9		Nivel de agua (m)				25	Nivel de agua (m)				41	Nivel de agua (m)				57	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 14	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1	1	1	1		100	1.3973	1	1	1		100	1	1	1	1		100	1	1	1	1
		150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1.4000	1	1	1	UCS: 35MPa	150	1	1	1	1	UCS: 40MPa	150	1	1	1	1
		200	1	1	1	1	GSI: 35	200	1.4154	1	1	1	GSI: 35	200	1	1	1	1	GSI: 35	200	1	1	1	1
250	1	1	1	1	mi: 14	250	1.4000	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1		
10		Nivel de agua (m)				26	Nivel de agua (m)				42	Nivel de agua (m)				58	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 17	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.0619	1.0667	1.0660	1.0660		100	1.0686	1.0625	1.0619	1.0619		100	1.0654	1.0598	1.0588	1.0588		100	1.0625	1.0656	1.0565	1.0565
		150	1.0538	1.0693	1.0680	1.0583	UCS: 30MPa	150	1.0612	1.0654	1.0642	1.0642	UCS: 35MPa	150	1.0583	1.0619	1.0609	1.0609	UCS: 40MPa	150	1.0556	1.0684	1.0672	1.0672
		200	1.0581	1.0619	1.0606	1.0606	GSI: 35	200	1.0543	1.0583	1.0571	1.0571	GSI: 35	200	1.0521	1.0556	1.0636	1.0636	GSI: 35	200	1.0600	1.0531	1.0609	1.0609
250	1.0581	1.0619	1.0606	1.0606	mi: 17	250	1.0659	1.0583	1.0571	1.0571	mi: 17	250	1.0521	1.0556	1.0636	1.0636	mi: 17	250	1.0600	1.0531	1.0609	1.0609		
11		Nivel de agua (m)				27	Nivel de agua (m)				43	Nivel de agua (m)				59	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 20	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.1134	1.1238	1.1226	1.1226		100	1.1176	1.1161	1.1150	1.1150		100	1.1215	1.1197	1.1092	1.1092		100	1.1161	1.1230	1.1129	1.1129
		150	1.1183	1.1188	1.1165	1.1165	UCS: 30MPa	150	1.1224	1.1215	1.1193	1.1193	UCS: 35MPa	150	1.1165	1.1150	1.1130	1.1130	UCS: 40MPa	150	1.1111	1.1197	1.1176	1.1176
		200	1.1279	1.1134	1.1212	1.1212	GSI: 35	200	1.1087	1.1165	1.1143	1.1143	GSI: 35	200	1.1146	1.1111	1.1182	1.1182	GSI: 35	200	1.1100	1.1062	1.1130	1.1217
250	1.1163	1.1134	1.1212	1.1212	mi: 20	250	1.1209	1.1165	1.1143	1.1143	mi: 20	250	1.1146	1.1111	1.1182	1.1182	mi: 20	250	1.1100	1.1062	1.1130	1.1217		
12		Nivel de agua (m)				28	Nivel de agua (m)				44	Nivel de agua (m)				60	Nivel de agua (m)							
UCS: 25MPa GSI: 35 mi: 23	Altura del talud (m)	IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.1649	1.1714	1.1792	1.1792		100	1.1667	1.1607	1.1681	1.1681		100	1.1682	1.1709	1.1597	1.1597		100	1.1696	1.1639	1.1613	1.1613
		150	1.1505	1.1683	1.1748	1.1748	UCS: 30MPa	150	1.1633	1.1682	1.1651	1.1651	UCS: 35MPa	150	1.1650	1.1593	1.1652	1.1652	UCS: 40MPa	150	1.1574	1.1709	1.1681	1.1681
		200	1.1628	1.1649	1.1717	1.1717	GSI: 35	200	1.1522	1.1650	1.1714	1.1714	GSI: 35	200	1.1667	1.1574	1.1636	1.1636	GSI: 35	200	1.1600	1.1504	1.1652	1.1652
250	1.1628	1.1649	1.1717	1.1717	mi: 23	250	1.1648	1.1650	1.1714	1.1714	mi: 23	250	1.1667	1.1574	1.1636	1.1636	mi: 23	250	1.1600	1.1504	1.1652	1.1652		
13		Nivel de agua (m)				29	Nivel de agua (m)				45	Nivel de agua (m)				61	Nivel de agua (m)							
		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1	1	1	1		100	1	1	1	1		100	1	1	1	1		100	1	1	1	1

UCS: 25MPa	Altura del talud (m)	150	1	1	1	1	UCS: 30MPa	150	1	1	1	1	UCS: 35MPa	150	1	1	1	1	UCS: 40MPa	150	1	1	1	1
GSI: 40		200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1	1	1	1	GSI: 40	200	1	1	1	1
mi: 14		250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1	mi: 14	250	1	1	1	1
14	Altura del talud (m)	Nivel de agua (m)					30	Nivel de agua (m)					46	Nivel de agua (m)					62	Nivel de agua (m)				
		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.0631	1.0661	1.0569	1.0569		100	1.0593	1.0620	1.0615	1.0615		100	1.0560	1.0515	1.0584	1.0584		100	1.0538	1.0638	1.0559	1.0559
		150	1.0561	1.0598	1.0588	1.0588		150	1.0526	1.0565	1.0556	1.0556		150	1.0588	1.0615	1.0606	1.0606		150	1.0560	1.0515	1.0507	1.0507
		200	1.0476	1.0619	1.0614	1.0614		200	1.0541	1.0672	1.0579	1.0579		200	1.0603	1.0640	1.0630	1.0551		200	1.0661	1.0534	1.0602	1.0602
mi: 17		250	1.0385	1.0619	1.0614	1.0614	mi: 17	250	1.0556	1.0672	1.0579	1.0579	mi: 17	250	1.0702	1.0640	1.0630	1.0551	mi: 17	250	1.0763	1.0534	1.0526	1.0526
15	Altura del talud (m)	Nivel de agua (m)					31	Nivel de agua (m)					47	Nivel de agua (m)					63	Nivel de agua (m)				
		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.1171	1.1240	1.1138	1.1138		100	1.1102	1.1085	1.1154	1.1154		100	1.0960	1.1029	1.1095	1.1095		100	1.1077	1.1135	1.1119	1.1119
		150	1.1121	1.1111	1.1092	1.1092		150	1.1140	1.1048	1.1111	1.1111		150	1.1092	1.1077	1.1136	1.1136		150	1.1040	1.1029	1.1087	1.1087
		200	1.0476	1.1150	1.1140	1.1140		200	1.0450	1.1176	1.1074	1.1074		200	1.0776	1.1120	1.1181	1.1181		200	1.0744	1.1069	1.1053	1.1053
mi: 20		250	1.0577	1.1150	1.1140	1.1140	mi: 20	250	1.0741	1.1176	1.1074	1.1074	mi: 20	250	1.0965	1.1120	1.1181	1.1181	mi: 20	250	1.0932	1.1069	1.1053	1.1053
16	Altura del talud (m)	Nivel de agua (m)					32	Nivel de agua (m)					48	Nivel de agua (m)					64	Nivel de agua (m)				
		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40		IFS	10	20	30	40
		100	1.1622	1.1736	1.1626	1.1626		100	1.1610	1.1550	1.1615	1.1615		100	1.1520	1.1544	1.1533	1.1533		100	1.1538	1.1560	1.1538	1.1538
		150	1.1121	1.1111	1.1092	1.1092		150	1.1053	1.1048	1.1032	1.1032		150	1.1345	1.0923	1.0985	1.1212		150	1.1120	1.1176	1.1159	1.1159
		200	1.0952	1.1593	1.1667	1.1667		200	1.0901	1.1681	1.1570	1.1570		200	1.1034	1.1600	1.1575	1.1575		200	1.1240	1.1527	1.1504	1.1504
mi: 23		250	1.1058	1.1593	1.1667	1.1667	mi: 23	250	1.1204	1.1681	1.1570	1.1570	mi: 23	250	1.1228	1.1600	1.1575	1.1575	mi: 23	250	1.1525	1.1527	1.1504	1.1504

Anexo 10: Análisis de estabilidad de macizo rocoso

Tabla 1

Parámetros geotécnicos de resistencia al corte

Materiales		γ	c'	ϕ'	UCS	GSI	m_i	D	Discontinuidades			
		(kN/m ³)	(kN/m ²)	(°)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	γ (kN/m ³)	JRC	JCS (MPa)	Φ_r (°)
Alteración Propilítica		25,0	-	-	40	42	16	*	24	11	32	32
Alteración Potásica		26,0	-	-	35	32	19	*	25	11	20	32
Alteración Fílica		25,0	-	-	25	32	14	*	24	10	17	30
Roca Inalterada		25,0	-	-	65	32	13	*	24	12	45	34
Skarn		24,0	-	-	50	40	17	*	23	09	28	32
Falla		20,0	45	25	-	-	-	-	-	-	-	-

D: Factor de Disturbancia

*: En función de la Figura 70 de la tesis (página 107)

Figura 1

Sección Geotécnica 1-1', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular,
Margen izquierda-Interrampa inferior: FSE = 2,05 / FSP = 1,80; Margen derecha-Global: FSE = 2,98 / FSP = 2,50;
Margen derecha-Interrampa intermedia: FSE = 2,24 / FSP = 2,02

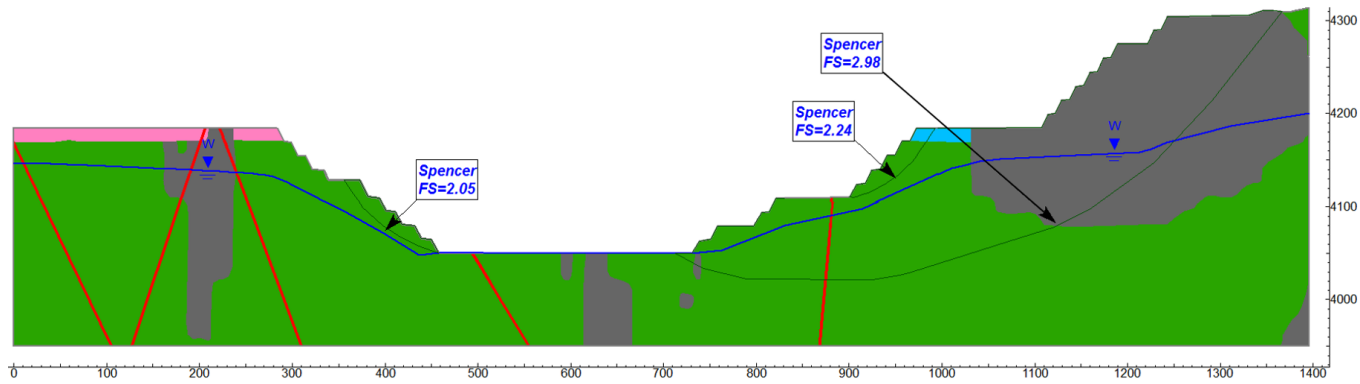


Figura 2

Sección Geotécnica 1-1', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular,
Margen izquierda-Global: FSE = 2,32 / FSP = 2,01; Margen derecha-Interrampa superior: FSE = 1,80 / FSP = 1,59

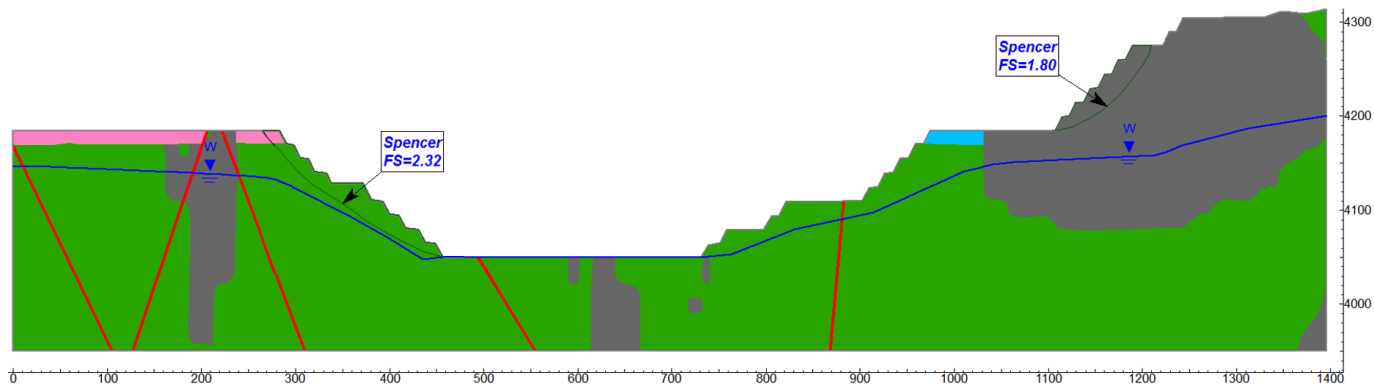


Figura 3

Sección Geotécnica 2-2', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular, Margen Izquierdo: FSE = 2,93 / FSP = 2,48; Margen Derecho-Global: FSE = 2,59 / FSP = 2,20; Margen Derecho-Interrampa superior: FSE = 1,81 / FSP = 1,62

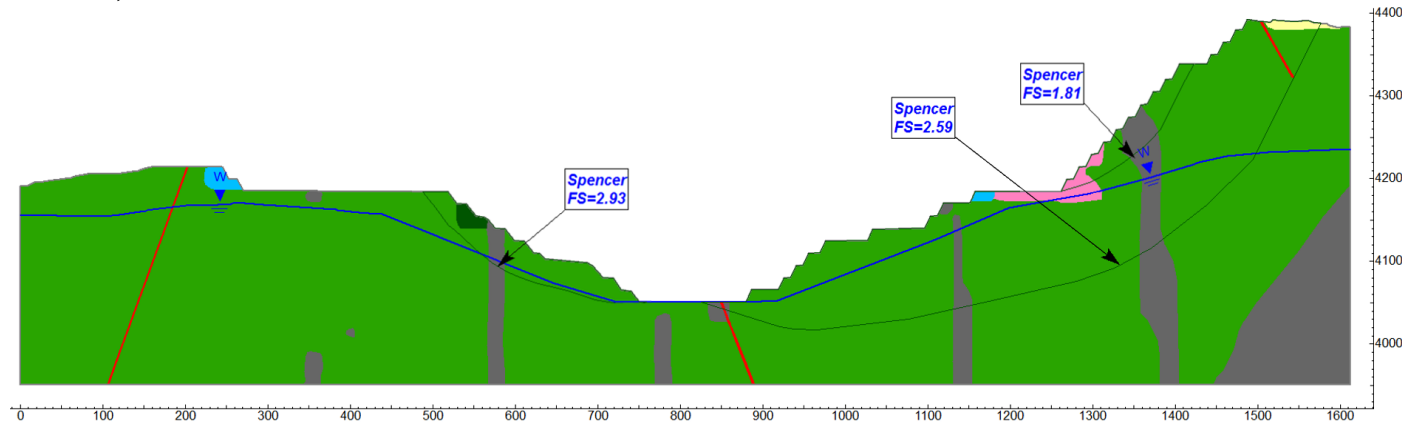


Figura 4

Sección Geotécnica 3-3', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular, Margen Izquierdo-Global: FSE = 2,18 / FSP = 1,90; Margen Derecho-Global: FSE = 1,92 / FSP = 1,70; Margen Derecho-Interrampa: FSE = 1,22 / FSP = 1,07

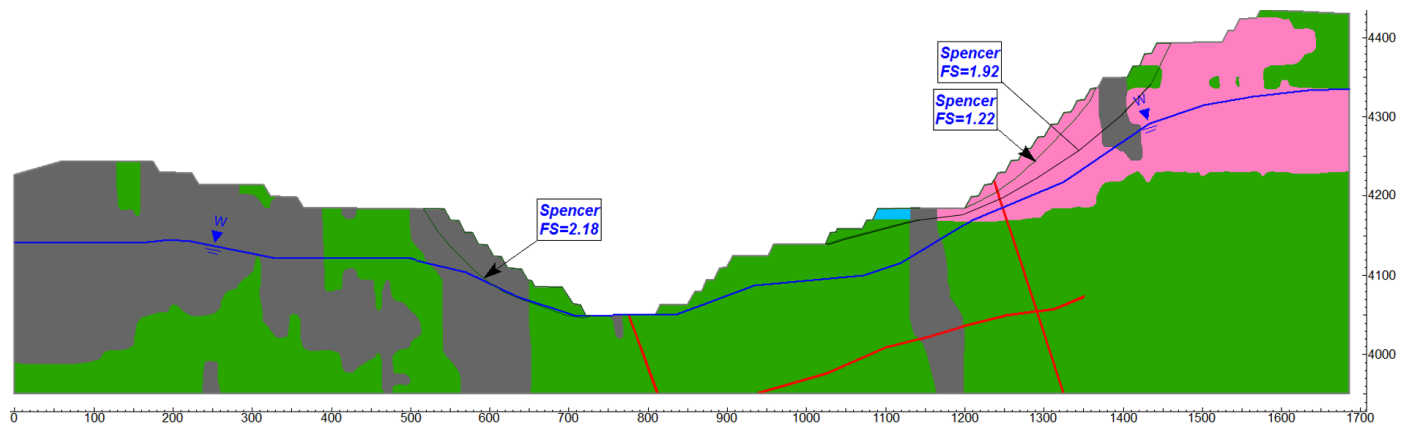


Figura 5

Sección Geotécnica 4-4', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular, Global: $FSE = 2,60 / FSP = 2,20$; Interrampa inferior: $FSE = 2,16 / FSP = 1,99$; Interrampa Superior: $FS = 1,62 / FSP = 1,46$

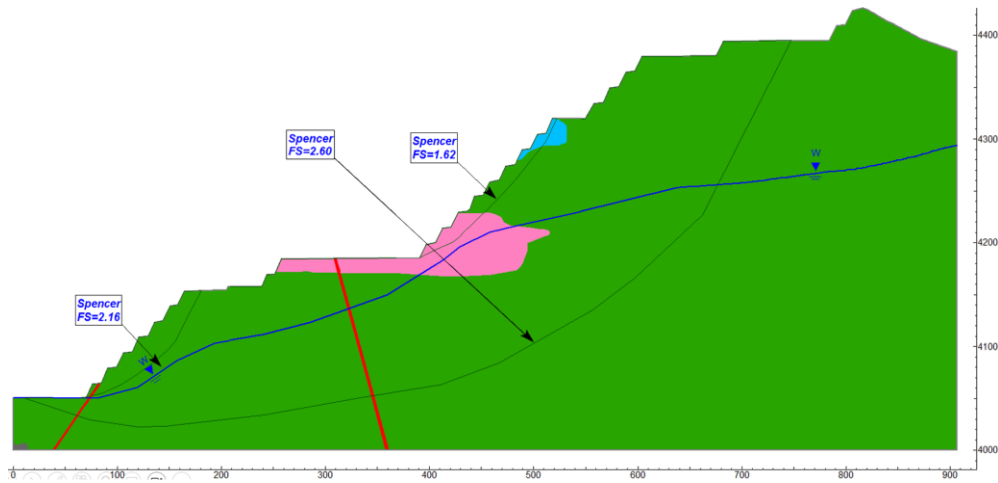
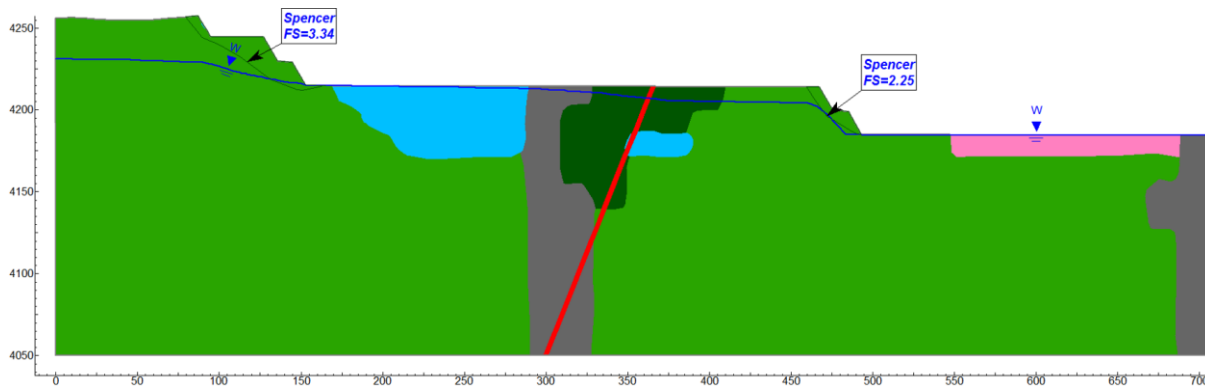


Figura 6

Sección Geotécnica 5-5', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular, Talud superior: $FSE = 3,34 / FSP = 2,92$; Talud inferior: $FSE = 2,25 / FSP = 2,14$



Sección Geotécnica 6-6', Análisis Estático y Pseudo-estático ($k_s = 0.08$), Falla Tipo Rotacional-No Circular, Global: FSE = 2,33 / FSP = 1,93

